



Mário Alexandre Araújo Ferreira

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Análise Pushover com Elementos Shell em Paredes Estruturais

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas

Orientador: Professor Doutor Mário Arruda

Júri:

Presidente: Professor Doutor Corneliu Cismasiu
Arguente: Professora Doutora Zuzana Dimitrovová
Vogal: Professor Doutor Mário Arruda



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Janeiro de 2014

“Copyright” Mário Alexandre Araújo Ferreira , FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer ao meu orientador, Professor Doutor Mário Arruda, pela amizade, compreensão, apoio, motivação e confiança depositada em mim, que em muito contribuiu para o desenvolvimento do trabalho realizado.

Aos meus amigos, que estiveram comigo durante todo o percurso académico, pela companhia e ajuda ao longo do mesmo. Em especial à Inês Oliveira, à Raquel Frutuoso, ao Pedro Romão, ao Gonçalo Telo, à Viviana Delgado e ao Luís Gonçalves pelas várias horas de trabalho partilhadas.

Aos meus amigos Ricardo Mussa, Ricardo Ramos, Carlos Mata, João Correia, Cátia Ramos, Joana Costa e Diogo Alinho, pela sua amizade que contribuiu bastante para a realização deste trabalho.

Quero agradecer à Mafalda, por ter estado sempre presente de uma forma especial, pelo enorme carinho e motivação ao longo de todo o trabalho, bem como a preciosa ajuda nas correcções ortográficas, que em muito contribuíram para melhorar o mesmo.

Por fim, gostaria de agradecer à minha família, que esteve sempre presente em todo o meu percurso académico, apoiando-me sempre com muito carinho e que depositaram em mim uma enorme confiança, dando-me a possibilidade de realizar este trabalho.

Resumo

No presente trabalho procura-se mostrar a pontecialidade dos elementos Shell em comparação com os elementos Frame na modelação de paredes estruturais, quando se efectua uma análise estática não linear a uma estrutura de betão armado.

Para o estudo efectuado foi utilizado o programa de cálculo automático *SAP2000*, sendo os resultados obtidos referentes aos elementos Shell e Frame do mesmo.

Ao longo do documento são apresentados vários exemplos de modo não só a validar os resultados obtidos com os elementos Shell mas também de forma a identificar alguns exemplos em que os resultados são bastante condicionados pelo tipo de elementos finitos escolhido na modelação.

Inicialmente são efectuadas análises pushover em 3 paredes isoladas, tendo a primeira uma geometria rectangular, a segunda em forma de L e a última em forma de U. Com estas análises pretende-se, principalmente, validar os resultados obtidos pelos elementos Shell.

Numa fase posterior são efectuadas análises pushover a um piso não-simétrico e a um edifício, com estes exemplos pretende-se verificar a bifurcação de equilíbrio dos elementos Shell em comparação com os elementos Frame.

Em todos os exemplos é aplicado o método N2, de modo a perceber as diferenças em caso de dimensionamento sísmico da estrutura em estudo em função do tipo de elemento utilizado na modelação. Os resultados são comparados e são identificadas as vantagens e as limitações da utilização dos elementos Shell na modelação de paredes estruturais.

No final são apresentados dois manuais de utilizador, desenvolvidos ao longo do trabalho, de modo a facilitar o processo de modelação quando é pretendido efectuar análises *Pushover* com recurso ao *software* SAP2000 na óptica de utilizador externo.

Palavras chave:

Análise *Pushover*, elementos *Shell*, elementos *Frame*, paredes estruturais, análise não linear, método N2.

Abstract

The main purpose of this dissertation is to evaluate the suitability of Shell elements instead of Frame elements in the modeling of shear walls when performing a nonlinear static analysis to a reinforced concrete structure.

The analysis was performed using the computer software SAP2000, the results referent to the Shell and Frame elements were exposed.

Throughout this document several examples are presented in order not only to validate the results obtained when using Shell elements but also to identify the cases in which the type of finite element used in the modeling conditions the results greatly.

Initially a pushover analysis is carried out for 3 isolated shear walls. The first shows a rectangular geometry, the second presents an L shape while the third consists of a U shape. The results obtained in this analysis are used to validate the implementation of Shell elements.

Afterwards several pushover analyzes are performed to a non-symmetrical floor and to a building. These analyzes are meant to verify the stability of Shell elements when compared to Frame elements.

The results are compared and the advantages and limitations of the use of Shell elements in the modeling of shear walls are identified.

The N2 method is applied in all examples to provide better understanding of the differences between the type of finite element used, in the case of seismic structural design.

Finally, two user manuals developed along the work are presented with the purpose of facilitating the modeling process when an external user intends to perform a pushover analysis using the software SAP2000.

Keywords:

Pushover analysis, Shell elements, Frame elements, Nonlinear analysis, N2 method, Shear walls.

Índice de Matérias

Agradecimentos

Resumo i

Abstract iii

Índice de Figuras ix

Índice de Tabelas xv

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos xvii

1	Introdução	1
1.1	Motivação e Objectivos	1
1.2	Contributo inovador	2
1.3	Organização do trabalho	2
2	Estado de arte	3
2.1	Análise <i>Pushover</i>	3
2.2	Análise fisicamente não linear	7
2.2.1	Relações constitutivas	7
2.2.2	Aplicação de modelações não lineares em códigos estruturais	11
3	Análise <i>Pushover</i> com EC8	13
3.1	Introdução	13
3.2	Descrição do Método N2	13
4	Análise Não Linear no SAP2000	21
4.1	Introdução	21
4.2	Não linearidade Material	22
4.2.1	Comportamento não linear do material	22
4.2.2	Relações histeréticas	24
4.3	Elementos <i>Frame</i> de Betão Armado	26
4.3.1	Relações Constitutivas	27
4.3.2	Interacções de Esforços	28
4.3.3	Definição das rotulas plásticas no SAP2000	31
4.4	Elementos <i>Shell</i> de Betão Armado	33
4.4.1	Secção homogénea	33

4.4.2	Secção heterogénea	35
5	Resultados Numéricos	41
5.1	Objectivos	41
5.2	Coluna em Consola Rectangular	41
5.2.1	Dados	41
5.2.2	Análise <i>Pushover</i>	45
5.2.3	Aplicação do Método N2	51
5.3	Coluna em Consola em L	55
5.3.1	Dados	56
5.3.2	Análise <i>Pushover</i>	57
5.3.3	Aplicação do Método N2	62
5.4	Coluna em Consola em U	62
5.4.1	Dados	62
5.4.2	Análise <i>Pushover</i>	64
5.4.3	Aplicação do Método N2	68
5.5	Piso Não-Simétrico	69
5.5.1	Dados	69
5.5.2	Análise <i>Pushover</i>	72
5.5.3	Aplicação do Método N2	79
5.6	Aplicação a um Edifício	79
5.6.1	Dados	80
5.6.2	Análise <i>Pushover</i>	82
5.6.3	Aplicação do Método N2	86
6	Conclusões e desenvolvimentos futuros	89
6.1	Conclusões	89
6.2	Desenvolvimentos futuros	90
	Bibliografia	93
A	Manual de utilizador para elementos Frame	99
A.1	Definição dos Materiais	99
A.1.1	Betão	99
A.1.2	Aço	101
A.2	Definição da Secção	103
A.3	Definição das Rótulas Plásticas	105
A.3.1	Caltran Flexural Hinge	105
A.3.2	Momento-curvatura com definição automática de N-M	106
A.3.3	Momento-Rotação com definição automática de N-M	107
A.4	Definição das Cargas	108
A.4.1	DEAD	108
A.4.2	PUSHOVER	108
A.5	Análise dos Resultados	111

B	Manual de utilizador para elementos Shell	113
B.1	Definição dos Materiais	113
B.1.1	Betão	113
B.1.2	Aço	115
B.2	Definição da Secção	117
B.3	Definição das Cargas	119
B.3.1	DEAD	119
B.3.2	PUSHOVER	120
B.4	Análise dos Resultados	122
C	Análise paramétrica	125
C.1	Parede Rectangular	126
C.1.1	Carregamento uniforme	126
C.1.2	Carregamento Modal	130
C.1.3	Discussão dos resultados	134
C.2	Parede em L	134
C.2.1	Carregamento uniforme	134
C.2.2	Carregamento modal	139
C.2.3	Discussão dos resultados	143
C.3	Parede em U	143
C.3.1	Carregamento uniforme na direcção x	143
C.3.2	Carregamento uniforme na direcção y	148
C.3.3	Carregamento modal na direcção x	152
C.3.4	Carregamento modal na direcção y	156
C.3.5	Discussão dos resultados	160
C.4	Piso não simétrico	161
C.4.1	Carregamento uniforme na direcção x	161
C.4.2	Carregamento uniforme na direcção y	164
C.4.3	Carregamento modal na direcção x	167
C.4.4	Carregamento modal na direcção y	170
C.4.5	Discussão dos resultados	173
D	Resultados do método N2	175
D.1	Parede Rectangular	175
D.1.1	Resolução gráfica	175
D.1.2	Resultados obtidos	176
D.1.3	Discussão dos resultados	177
D.2	Parede em L	177
D.2.1	Resolução gráfica	177
D.2.2	Resultados obtidos	178
D.2.3	Discussão dos resultados	179
D.3	Parede em U	179
D.3.1	Resolução gráfica	179
D.3.2	Resultados obtidos	181
D.3.3	Direcção y	182
D.3.4	Discussão dos resultados	182
D.4	Piso não simétrico	182

D.4.1	Resolução gráfica	182
D.4.2	Resultados obtidos	184
D.5	Edifício	185
D.5.1	Resolução gráfica	185
D.5.2	Resultados obtidos	186

Índice de Figuras

2.1	Superfície de cedência do betão.	8
2.2	Mecanismos de fractura a diferentes escalas.	10
3.1	Espectro de resposta formato ADRS.	14
3.2	Relação bi-linear entre R_μ e o factor de ductilidade (μ).	15
3.3	Espectro de resposta em função do factor de ductilidade μ	16
3.4	Transformação do sistema de n graus de liberdade no sistema equivalente com 1 grau de liberdade.	18
3.5	Cálculo do deslocamento objectivo em função do período T^*	19
4.1	Gráfico Tensão-deformação para diferentes tipos de resposta.	23
4.2	Relações histeréticas.	25
4.3	Gráfico Relação Momento-Curvatura	27
4.4	Diagrama de tensões na flexão composta.	29
4.5	Diferentes casos de rotura em regime de flexão composta.	29
4.6	Interacção entre o esforço axial e o momento flector para uma quantidade de armadura genérica.	30
4.7	Distribuição de tensões em regime de flexão desviada.	31
4.8	Interacção entre o esforço axial, momento em x e y.	31
4.9	Ilustração de uma <i>Shell</i> com quatro camadas, mostrando os parâmetros da camada C. . .	36
5.1	Geometria da parede rectangular.	42
5.2	Malhas de elementos finitos para o exemplo da parede rectangular.	43
5.3	Gráfico tensão-deformação dos Materiais.	44
5.4	Carregamento Uniforme	46
5.5	Carregamento Modal	47
5.6	Betão à tracção	47
5.7	Evolução das tensões no betão ao longo da análise <i>Pushover</i>	48
5.8	Evolução das tensões no aço ao longo da análise <i>Pushover</i>	49
5.9	Estado de tensões na parede.	50
5.10	Espectro de resposta formato ADRS	52
5.11	Gráfico com as duas Curvas de Capacidade	53
5.12	Resolução Gráfica do método N2	54
5.13	Geometria da parede rectangular.	56
5.14	Malhas de elementos finitos para o exemplo da parede em L.	57
5.15	Carregamento Uniforme.	58
5.16	Carregamento Modal.	58

5.17	Resistência à tracção do betão.	59
5.18	Estado de tensões na parede no passo de carga em que ocorre a rotura.	59
5.19	Curva de Capacidade para modelação alternativa.	60
5.20	Alteração da Curva de Capacidade em função do ponto de controle.	61
5.21	Geometria da parede em U.	63
5.22	Malhas de elementos finitos para o exemplo da parede em U.	63
5.23	Carregamento uniforme direcção x.	64
5.24	Carregamento uniforme direcção y.	65
5.25	Carregamento Modal direcção x.	65
5.26	Carregamento Modal direcção y.	66
5.27	Resistência à tracção do Betão direcção x.	66
5.28	Resistência à tracção do Betão direcção y.	67
5.29	Efeito da torção na direcção y.	68
5.30	Geometria do piso não-simétrico.	69
5.31	Malha de elementos finitos na laje.	70
5.32	Modos de vibração do Piso quando as paredes são modeladas com <i>Shell</i>	71
5.33	Modos de vibração do Piso quando as paredes são modeladas com <i>Frame</i>	72
5.34	Carregamento uniforme direcção x.	73
5.35	Carregamento uniforme direcção y.	74
5.36	Carregamento modal direcção x.	74
5.37	Carregamento modal direcção y.	75
5.38	Estado de Tensões na estrutura quando sujeita à acção sísmica segundo a direcção x. . .	75
5.39	Estado de Tensões na estrutura quando sujeita à acção sísmica segundo a direcção y. . .	76
5.40	Resultados com aplicação de diafragmas ao nível do piso.	77
5.41	Resultados obtidos com modelações alternativas das <i>Frame</i>	78
5.42	Geometria do edifício.	80
5.43	Modos de vibração do Piso quando as paredes são modeladas com <i>Shell</i>	81
5.44	Modos de vibração do Piso quando as paredes são modeladas com <i>Frame</i>	82
5.45	Carregamento uniforme na direcção x.	83
5.46	Carregamento uniforme direcção y.	84
5.47	Carregamento modal direcção x.	84
5.48	Carregamento modal direcção y.	85
5.49	Análise <i>Pushover</i> com maior deslocamento.	86
6.1	Definição alternativa para o betão.	90
6.2	Curva de capacidade com definição alternativa do betão.	90
A.1	Show advanced properties	99
A.2	Modify/Show material properties	100
A.3	Nonlinear Data	100
A.4	Convert to user defined	101
A.5	Stress-Strain Curve Definition	101
A.6	Modify/Show material properties	102
A.7	Nonlinear Data	102
A.8	Stress-Strain Curve Definition	103
A.9	Section Property	103
A.10	Section Data	104

A.11 Section Designer	104
A.12 Hinge Assignments	105
A.13 Hinge Data	106
A.14 Hinge Properties	106
A.15 Hinge Properties Data	107
A.16 Intersection P-M	107
A.17 Load Case DEAD	108
A.18 Load Case Pushover	109
A.19 Load Application	110
A.20 Results Saved	110
A.21 Nonlinear Parameters	111
B.1 Show advanced properties	113
B.2 Modify/Show material properties	114
B.3 Nonlinear Data	114
B.4 Convert to user defined	115
B.5 Stress-Strain Curve Definition	115
B.6 Modify/Show material properties	116
B.7 Nonlinear Data	116
B.8 Stress-Strain Curve Definition	117
B.9 Shell Section	118
B.10 Shell Section Definition	118
B.11 Shell Section Quick Start	119
B.12 Load Case DEAD	120
B.13 Load Case Pushover	120
B.14 Load Application	121
B.15 Results Saved	122
B.16 Nonlinear Parameters	122
C.1 Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.	126
C.2 Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.	126
C.3 Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.	127
C.4 Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.	127
C.5 Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.	127
C.6 Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.	128
C.7 Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.	128
C.8 Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.	128
C.9 Betão com resistência a tracção.	129
C.10 Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.	130
C.11 Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.	130
C.12 Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.	131
C.13 Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.	131
C.14 Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.	131
C.15 Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.	132
C.16 Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.	132
C.17 Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.	132
C.18 Betão com resistência a tracção.	133

C.19	Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.	134
C.20	Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.	135
C.21	Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.	135
C.22	Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.	135
C.23	Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.	136
C.24	Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.	136
C.25	Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.	136
C.26	Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.	137
C.27	Betão com resistência a tracção.	138
C.28	Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.	139
C.29	Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.	139
C.30	Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.	140
C.31	Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.	140
C.32	Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.	140
C.33	Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.	141
C.34	Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.	141
C.35	Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.	141
C.36	Betão com resistência a tracção.	142
C.37	Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.	143
C.38	Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.	144
C.39	Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.	144
C.40	Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.	144
C.41	Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.	145
C.42	Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.	145
C.43	Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.	145
C.44	Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.	146
C.45	Betão com resistência a tracção.	147
C.46	Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.	148
C.47	Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.	148
C.48	Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.	149
C.49	Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.	149
C.50	Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.	149
C.51	Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.	150
C.52	Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.	150
C.53	Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.	150
C.54	Betão com resistência a tracção.	151
C.55	Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.	152
C.56	Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.	152
C.57	Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.	153
C.58	Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.	153
C.59	Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.	153
C.60	Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.	154
C.61	Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.	154
C.62	Betão com resistência a tracção.	155
C.63	Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.	156
C.64	Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.	156
C.65	Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.	157

C.66	Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.	157
C.67	Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.	157
C.68	Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.	158
C.69	Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.	158
C.70	Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.	158
C.71	Betão com resistência a tracção.	159
C.72	Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.	161
C.73	Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.	161
C.74	Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.	162
C.75	Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.	162
C.76	Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.	162
C.77	Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.	163
C.78	Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.	163
C.79	Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.	163
C.80	Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.	164
C.81	Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.	164
C.82	Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.	165
C.83	Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.	165
C.84	Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.	165
C.85	Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.	166
C.86	Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.	166
C.87	Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.	166
C.88	Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.	167
C.89	Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.	167
C.90	Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.	168
C.91	Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.	168
C.92	Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.	168
C.93	Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.	169
C.94	Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.	169
C.95	Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.	169
C.96	Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.	170
C.97	Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.	170
C.98	Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.	171
C.99	Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.	171
C.100	Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.	171
C.101	Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.	172
C.102	Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.	172
C.103	Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.	172
D.1	Resolução gráfica do método N2 aplicado à parede rectangular.	176
D.2	Resolução gráfica do método N2 aplicado à parede em L.	178
D.3	Resolução gráfica do método N2 aplicado à parede em U na direcção x.	180
D.4	Resolução gráfica do método N2 aplicado à parede em U na direcção y.	181
D.5	Resolução gráfica do método N2 aplicado ao piso não simétrico na direcção x.	183
D.6	Resolução gráfica do método N2 aplicado ao piso não simétrico na direcção y.	184
D.7	Resolução gráfica do método N2 aplicado ao piso não simétrico na direcção x.	186
D.8	Resolução gráfica do método N2 aplicado ao piso não simétrico na direcção y.	186

Índice de Tabelas

4.1	Comportamento do material.	38
5.1	Características dos materiais: Betão	44
5.2	Características dos materiais: Aço	44
5.3	Deslocamento objectivo Parede Rectangular	55
5.4	Deslocamento objectivo Parede em L	62
5.5	Deslocamento objectivo Parede em U	69
5.6	Deslocamento objectivo piso não-simétrico.	79
5.7	Deslocamento objectivo edifício.	87
D.1	Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo da parede rectangular.	176
D.2	Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo da parede em L.	178
D.3	Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo da parede em U direcção x.	181
D.4	Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo da parede em U na direcção y.	182
D.5	Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo do piso não simétrico na direcção x.	184
D.6	Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo do piso não simétrico na direcção y.	185
D.7	Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo do edifício na direcção x.	187
D.8	Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo do edifício na direcção y.	187

Lista de abreviaturas e símbolos

Abreviaturas

ADRS	<i>Acceleration Displacement Response Spectrum</i>
CSM	<i>Capacity Spectrum Method</i>
MPP	<i>Multi-mode Pushover Procedure</i>
PRC	<i>Pushover Results Combination</i>
MPA	<i>Modal Pushover Analysis</i>
SRSS	<i>Square Root of Sum of the Squares</i>
MMPA	<i>Modified Modal Pushover Analysis</i>
UBPA	<i>Upper-bound Pushover Analysis</i>
ACSM	<i>Adaptive Capacity Spectrum Method</i>
EC3	Eurocódigo 3
EC8	Eurocódigo 8
2D	Duas dimensões
3D	Três dimensões

Símbolos

S_{de}	Deslocamento espectral elástico
S_{ae}	Aceleração espectral elástica
T	Período natural da estrutura
S_d	Deslocamento espectral inelástico
S_a	Aceleração espectral inelástica
μ	Factor de ductilidade

R_μ	Factor de redução
P	Carga aplicada ao nível de cada piso
m_i	Massa do piso i
Φ_i	Componente horizontal do modo preponderante
p	Factor incremental da carga
Γ	Factor de transformação
F	Força do sistema com n graus de liberdade
D	Deslocamento do sistema com n graus de liberdade
F^*	Força do sistema com 1 grau de liberdade
D^*	Deslocamento do sistema com 1 grau de liberdade
F_y^*	Resistência do sistema com 1 grau de liberdade
d_y^*	Deslocamento de cedência do sistema com 1 grau de liberdade
T^*	Período do sistema com 1 grau de liberdade
S_a^*	Resposta do sistema com 1 grau de liberdade em acelerações espectrais
d_e^*	Deslocamento elástico do sistema com 1 grau de liberdade
d_t^*	Deslocamento objectivo do sistema com 1 grau de liberdade
D_t	Deslocamento objectivo do sistema com n graus de liberdade
M_i	Momento flector em torno do eixo i
χ	Curvatura
E	Modulo de Elasticidade
G	Modulo de Distorção
I	Inércia
θ	Plano de flexão
Rp_i	Rotação em torno do eixo i
N_{rd}	Esforço axial resistente
M_{rd}	Momento flector resistente
F_c	Força de compressão do Betão
F_{s2}	Força das armaduras à compressão
F_{s1}	Força das armaduras à tracção

y_c	Braço da força de compressão do Betão
y_{s2}	Braço da força das armaduras à compressão
y_{s1}	Braço da força das armaduras à tracção
ϕ	Diâmetro dos varões
PMM	Flexão composta desviada
PM	Flexão composta
MM	Flexão desviada
σ_{ii}	Tensões normais
σ_{ij}	Tensões de corte
ε	Extensão
γ	Distorção
σ_T	Tensão de tracção
σ_C	Tensão de compressão
σ_S	Tensão de corte
ν	Coeficiente de Poisson
α	Coeficiente de expansão térmica

Capítulo 1

Introdução

1.1 Motivação e Objectivos

A acção sísmica tem cada vez mais importância no dimensionamento de estruturas em betão armado devido não só aos elevados danos materiais associados mas principalmente pela possibilidade da perda de vidas humanas. Desta forma, existem vários regulamentos que definem de que forma esta acção deve ser contabilizada no dimensionamento estrutural, como por exemplo a NP EN 1998-1-1 (EC8).

A abordagem de cálculo, no que se refere ao desempenho sísmico de uma estrutura, é diferente à de qualquer outra acção, pois neste caso é admissível que a estrutura tenha deslocamentos para além do domínio elástico. Assim sendo é importante conhecer a capacidade de dissipação de energia e o mecanismo de formação de rótulas plásticas da mesma. [20, 61]

O estudo do comportamento sísmico de uma estrutura pode ser feito através das seguintes análises: estática linear, dinâmica linear, estática não linear e dinâmica não linear. Sendo a análise dinâmica linear, ou também designada de análise por espectro de resposta, a que se utiliza mais frequentemente. [29]

Embora este método seja o preconizado pelo EC8, sendo baseado numa análise dinâmica linear não tem em consideração o verdadeiro comportamento não linear da estrutura, sendo a capacidade de dissipar energia da estrutura tida em conta com um coeficiente de comportamento, que varia apenas com a geometria do edifício e não com as suas verdadeiras características não lineares. [20]

Deste modo, é importante efectuar análises não lineares que tenham em conta o comportamento da estrutura quando esta responde em regime não linear. [61]. O comportamento da estrutura é definido com melhor exactidão através de análises dinâmicas não lineares, embora estas tenham a grande desvantagem de serem bastante complexas e para dimensionamento estrutural sejam algo desapropriadas. [12]

Assim é possível efectuar uma análise estática não linear, designada de análise *Pushover*, para compreender o comportamento dúctil da estrutura quando sujeita a acção sísmica, tendo esta análise um processo de cálculo mais simples que as análises dinâmicas não lineares. [12]

Existe bastante desenvolvimento no que se refere a análise *Pushover*, seria então importante existir a possibilidade de fazer este tipo de análise recorrendo a programas correntes, comuns nos gabinetes de projecto, como por exemplo o SAP2000.

Assim, o propósito da presente dissertação prende-se com a análise sísmica de paredes resistentes recorrendo ao método de análise *Pushover*, sendo o principal objectivo do trabalho a comparação do comportamento de elementos *Frame* com elementos *Shell*, aquando essa mesma análise, recorrendo ao *software* SAP2000.

1.2 Contributo inovador

A grande inovação do presente trabalho prende-se no facto da modelação das paredes estruturais, para efectuar uma análise *Pushover* no programa de elementos finitos SAP2000, ser feita com recurso a elementos *Shell*. Embora os elementos *Shell* tenham uma utilização muito reduzida para este tipo de análise, sendo esta feita na maior parte dos casos com recurso a elementos *Frame*, existem casos em que a utilização dos elementos *Shell* é mais correcta, como será abordado no decorrer do trabalho.

1.3 Organização do trabalho

Esta dissertação está organizada em 5 capítulos:

No presente capítulo é feita uma breve introdução ao tema, sendo descritos os principais objectivos do trabalho, a contribuição inovadora do mesmo e a sua organização.

No segundo capítulo é apresentado o estado de arte, onde é feita uma revisão bibliográfica do tema.

No terceiro capítulo é feita a introdução do documento EC8 e a sua importância na presente dissertação. Neste capítulo é feita uma descrição detalhada da aplicação do Método N2.

No quarto capítulo é explicada a análise plástica, a importância da correcta definição das relações constitutivas dos materiais neste tipo de análise e a diferença na utilização de elementos *Frame* ou elementos *Shell*.

No quinto capítulo são apresentados os casos de estudo, os resultados obtidos e discussão dos mesmos.

No sexto e ultimo capítulo são debatidas as conclusões obtidas com a realização do trabalho bem como algumas propostas de desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2

Estado de arte

2.1 Análise *Pushover*

No presente capítulo é feita uma revisão bibliográfica do tema em estudo, a análise *Pushover*. Apresentam-se os trabalhos com maior importância realizados ao longo dos anos e é elaborada uma pequena explicação de cada método proposto. Pretende-se fazer uma abordagem ao tema e explicar algumas das evoluções do método desde a sua criação até ao estado actual.

Embora a utilização da análise estática não linear date da década de 70, esta só começou a ter uma maior importância há cerca de 15 a 20 anos atrás, sendo que juntamente com isso, começaram a existir mais publicações referentes ao tema. Os primeiros trabalhos que surgiram focam-se, na sua maior parte, na discussão sobre o campo de aplicações do método e as vantagens e limitações do mesmo quando comparado com o uso das análises dinâmicas não lineares.

Uma vez que a análise *Pushover* é estática, uma das principais limitações conhecidas do método é o facto de este ser incapaz de obter resultados precisos quando os modos de vibração mais elevados da estrutura têm importância na sua resposta dinâmica. Este aspecto é importante e precisa ser tido em conta quando se opta pela utilização do *Pushover* para análise de uma estrutura. Pois, embora na maioria dos casos a resposta dinâmica da estrutura seja dada pelo modo de vibração natural, primeiro modo de vibração, pode haver casos em que o mesmo não seja verdade.

Outra limitação bastante conhecida do método, é o facto do mesmo não considerar a variação de rigidez que ocorre durante a actuação de uma carga cíclica, como é o caso da acção sísmica. A rigidez degrada-se ao longo do tempo, tendo este efeito, como principal consequência, a alteração das características modais da estrutura e, consequentemente, o aumento do seu período, sendo estes aspectos desprezados na análise *Pushover*. A mesma análise considera, ainda, apenas a acção horizontal do sismo, sendo que a componente vertical nunca é tida em conta, o que, em alguns casos, pode deixar de ser representativo da realidade.

As limitações anteriormente definidas são as mais referidas nos trabalhos sobre análise *Pushover*. Contudo, existem outras que podem invalidar a utilização deste método em alguns casos. Existem alguns críticos que defendem que não é possível traduzir o comportamento real de uma estrutura, quando submetida a uma acção sísmica, através de uma distribuição de deslocamentos ou de forças que não varia ao longo do tempo. No entanto, existem algumas propostas que definem a distribuição

de forças/deslocamentos dependentes do tempo. Embora fosse mais próximo da realidade, este processo tornaria o método muito complexo, o que seria contraditório uma vez que o *Pushover* foi criado com o intuito de ser simples e fácil de aplicar.

Tendo em conta as principais limitações da análise *Pushover*, que podem pôr em causa a aplicação do método, para estudar o comportamento sísmico de uma estrutura, têm sido apresentados vários métodos de análise com o propósito de minimizar os efeitos das mesmas, como se verá de seguida.

Em 1974 é proposto, no trabalho de Gulkan e Sozen [43], o primeiro método de verificação da segurança à acção sísmica através de análises estáticas não lineares. Neste método é relacionado o comportamento da estrutura com um sistema equivalente com 1 grau de liberdade. A curva de capacidade do sistema equivalente é obtida com recurso a um programa de elementos finitos ou calculada manualmente, de modo a obter a rigidez pós cedência e a carga última da estrutura. Posteriormente, foram apresentados outros métodos de análise *Pushover* com o mesmo princípio por Saiidi e Sozen [74] e também por Fajfar e Fischinger [36], sendo este último denominado de método N2. Este método é o preconizado pelo EC8 e consiste na análise de uma estrutura através do espectro de resposta inelástico de um modelo com 1 grau de liberdade equivalente.

Em 1975 é proposto por Freeman *et al* [39] o CSM (*Capacity Spectrum Method*), no qual é utilizado um espectro de resposta no formato ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*), sendo o significado deste formato explicado na presente dissertação no capítulo 3. O CSM consiste em aplicar um factor de redução, definido em função do amortecimento efectivo que a estrutura apresenta no deslocamento objectivo, ao espectro elástico definido no formato ADRS. A curva de capacidade do sistema equivalente com 1 grau de liberdade é convertida para o formato ADRS. Da intersecção entre a curva de capacidade e o espectro inelástico resulta o deslocamento objectivo do sistema equivalente com 1 grau de liberdade, que é, depois, convertido num deslocamento da estrutura real. Este método foi implementado no regulamento americano ATC-40 [6] por ser um método simples e capaz de avaliar a vulnerabilidade sísmica de um edifício.

Nos anos 90, existiram muitos trabalhos onde foram discutidas as limitações já referidas e conhecidas das análises estáticas não lineares, sendo enunciados seguidamente alguns desses trabalhos.

Em 1994 foi apresentada, por Lawson *et al* [55], uma discussão detalhada sobre o campo de aplicação das análises *Pushover* para verificação de segurança à acção sísmica e a precisão que é esperada para diferentes tipos de estruturas. Neste trabalho, foram estudadas quatro estruturas de aço com alturas variáveis, entre os 2 e os 15 metros. Através da comparação dos resultados obtidos com a análise *Pushover* com os obtidos através de análises dinâmicas não lineares, concluiu que com o aumento da altura do edifício em estudo, em que os modos de vibração mais elevados tomam maior importância na resposta dinâmica, os resultados obtidos com a primeira análise são pouco precisos.

Em 1995 a análise *Pushover* foi apresentada como possível ferramenta de projecto por Krawinkler [51]. Neste trabalho, foi dado ênfase ao facto de a análise *Pushover* desprezar a possível variação das características dinâmicas que ocorrem devido à degradação da estrutura ao longo da resposta sísmica. Foram, também, discutidas as limitações teóricas existentes no método.

Em 1996 foram, por Faella [33], comparadas as respostas a edifícios com 3, 6 e 9 pisos quando submetidos a análises *Pushover* que pretendiam retratar sismos tanto regulamentares como reais. Com este trabalho foi possível concluir que as análises estáticas não lineares podem estimar com precisão

os deslocamentos relativos entre pisos e identificar mecanismos de colapso bem como as regiões críticas. O estudo foi limitado ao carregamento triangular, é salientada a importância na determinação do deslocamento objectivo da estrutura.

Em 1998, Krawinkler e Seneviratna [52] classificam os aspectos teóricos em que a análise *Pushover* se baseia como não rigorosos. Esta classificação advém do facto de o método partir da hipótese que a resposta de uma estrutura, que é definida por um sistema com n graus de liberdade, poder ser relacionada com a resposta de um sistema equivalente com 1 grau de liberdade. Neste trabalho, além de outras conclusões, os autores definem que a maior falha do método é o facto de a carga aplicada na estrutura não variar.

Em 1999, Kim e D'Amore [49], através da comparação dos resultados de várias análises dinâmicas efectuadas com diferentes acelerogramas com os resultados obtidos através de uma análise *Pushover*, ao mesmo edifício, concluem que o segundo método nem sempre obtém um bom resultado. Esta diferença de resultados existe uma vez que, as interacções existentes entre as várias frequências do solo ao longo da acção sísmica e as características dinâmicas da estrutura que estão em constante alteração ao longo da acção, não são tidas em conta na análise estática não linear. Neste trabalho, a curva de capacidade da estrutura é classificada como muito simples e inadequada pois não é possível, através da mesma, descrever a natureza dinâmica da resposta quando sujeita a um sismo.

Ainda no mesmo ano, são apresentados os erros mais comuns, cometidos durante uma análise *Pushover*, por Naeime e Lobo [64]. Neste trabalho, os autores abordam o problema do vector de carregamento, o efeito carga-deslocamento e a carga gravítica, o comportamento estrutural após o sistema atingir a carga última, e o mecanismo de rotura devido ao corte. Em relação ao comportamento após rotura, é reforçado o facto de muitos programas de elementos finitos não terem a potencialidade de descrever correctamente o comportamento após a rotura do primeiro elementos estrutural, tendo, assim, de ser necessário ter bastante cuidado na interpretação dos resultados obtidos com recurso a esse tipo de *software*.

De modo a tentar contornar a limitação que a análise *Pushover* tinha em relação à não consideração dos modos de vibração mais elevados, foi proposto, inicialmente por Paret *et al* [67] e por Freeman *et al* [40], o MMP (*Multi-mode Pushover Procedure*). Este método consiste na aplicação de uma distribuição de carga, correspondente a cada um dos modos de vibração, à estrutura em estudo, sendo possível, desta forma, perceber qual seria o modo que causa maior dano à estrutura e que mecanismos de colapso daí advêm.

Tso e Moghadam [76] propuseram um melhoramento deste procedimento, denominado de PRC (*Pushover Results Combination*). Este método consiste na obtenção da máxima resposta sísmica através de uma média ponderada, usando factores de participação, dos resultados obtidos da distribuição de carga para diferentes modos de vibração da estrutura.

Derivado do MMP, é proposto, por Chopra e Goel [24], o MPA (*Modal Pushover Analysis*). O MPA consiste igualmente na aplicação de distribuições de carga em função dos modos de vibração da estrutura em estudo e são obtidas para cada modo a resposta da mesma. Tendo feito o cálculo para todos os modos, estes são combinados usando a regra SRSS (*Square Root of the Sum of the Squares*). Desta forma obtém-se os parâmetros de resposta sísmica máximos. Após estudos sobre o MPA, ao efectuarem comparações dos resultados com análises dinâmicas, concluiu-se que este é capaz de estimar de forma eficaz o deslocamento dos pisos e entre eles.

Um método que visa melhorar o MPA, é proposto por Chopra *et al* [25], e denominado de MMPA (*Modifeid Modal Pushover Analysis*). O MMPA combina a influência dos modos de vibração mais elevados, em regime elástico, com a resposta não elástica do modo fundamental, com recurso a regras de combinação modal, como é exemplo o SRSS. Este método requer uma análise dinâmica não linear do sistema equivalente com 1 grau de liberdade, a não ser que seja conhecido o espectro de resposta inelástico do acelerograma com que se pretende estudar o sistema.

Existe outro método, proposto por Jan *et al* [47], designando de UBPA (*Upper-bound Pushover Analysis*). Ao contrário do MMPA, em que existe a combinação de análises individuais dos modos, o UBPA baseia-se na aplicação de uma distribuição de carga, combinando o primeiro modo de vibração com o segundo e aplicando um factor. Este factor é definido usando factores de participação e os deslocamentos espectrais elásticos do primeiro e segundo modos são estimados pelo espectro elástico do tipo de sismo considerado.

Através do surgimento deste tipo de métodos, que visam a combinação de vários modos de vibração, houve um enriquecimento da análise *Pushover*, uma vez que passou a ser possível ter em conta os modos de vibração mais elevados e não só o primeiro. Tendo estes procedimentos melhorado esta limitação, existe, ainda, a problemática de ser impossível ter em consideração as alterações das características dinâmicas da estrutura durante a acção sísmica. Desta limitação, surgem as primeiras propostas com recurso a procedimentos adaptativos, em que as cargas aplicadas variam em cada passo de carga durante a análise *Pushover*.

A primeira proposta de procedimentos adaptativos foi feita por Bracci *et al* [15]. O método proposto inicia a análise com uma certa distribuição de carga e, passo a passo, a carga é recalculada a partir dos dados referentes ao final do passo anterior. Um dos dados de *Input* são as relações momento-curvatura dos elementos estruturais, de modo a visualizar as possíveis zonas críticas. Neste método não é tido em conta o efeito de modos de vibração mais elevados, apenas do primeiro.

Uma versão melhorada deste método é proposta por Lefort [56], onde é introduzida uma equação escalar de cargas. Deste modo, os modos de vibração mais elevados são tidos em conta na análise.

Ao longo do tempo foram apresentados vários trabalhos que pretendem melhorar os processos adaptativos, de modo a tornarem a análise *Pushover* capaz de obter resultados o mais próximos das análises dinâmicas não lineares.

Foi proposto por Gupta e Kunnath [44] que a carga altera-se, consoante as características dinâmicas da estrutura, considerando a alteração das mesmas ao longo do tempo. A carga deveria também ser definida através de um espectro de resposta específico.

Dois processos de aplicação da carga foram discutidos por Requena e Ayala [71], as duas variantes da análise *Pushover* são referidas, respectivamente, como 2-A e 2-B. Na 2-A, a carga é aplicada através de combinação SRSS de cargas modais. Na 2-B, é determinado um modo de vibração natural equivalente, através da combinação com recurso à combinação SRSS dos vectores próprios dos diferentes modos de vibração. A carga aplicada é função do modo equivalente. Este processo é repetido cada vez que a rigidez da estrutura sofre alterações.

Embora em termos teóricos estes procedimentos fossem bastante bons, pois tinham em conta não só a participação dos modos mais elevados mas também da degradação da rigidez estrutural ao longo do tempo, com nenhum deles foi possível obter resultados satisfatórios.

Foi proposto, por Albanesi *et al* [2], outro processo adaptativo. Neste, a distribuição de cargas é suposto considerar, a cada passo de carga, não só a energia cinética que seria mobilizada como a rigidez da estrutura. Os resultados obtidos neste trabalho não foram muito próximos do esperado.

Outro método, que conduziu a resultados não muito satisfatórios, foi o proposto por Elnashai [32]. O método é multi-modal e considera a perda de rigidez do sistema e, conseqüente, o aumento do período natural. Através de uma análise, a cada passo de carga, dos valores próprios da estrutura, considerando a perda de rigidez, as características dinâmicas da mesma são actualizadas. A carga é aplicada à estrutura tendo em conta o espectro de resposta. Neste trabalho não foram testadas todas as potencialidades do método.

Mais tarde, Antoniou e Pinho [4], efectuaram testes em alguns edifícios de betão armado e obtiveram resultados não muito satisfatórios mesmo tendo em conta a potencialidade do método. Através de outro trabalho [5], os mesmos autores, obtiveram resultados bastante melhores, sendo este novo método idêntico ao anterior, apenas com uma novidade, em vez de se efectuar a aplicação de uma carga, aplica-se um deslocamento. Os autores afirmam que a modelação sísmica, que existiu ao longo dos tempos, com recurso a aplicação de forças só pode ser explicada por razões históricas uma vez que os métodos foram desenvolvidos em zonas de pouco risco sísmico, como Inglaterra e Alemanha. Se tais desenvolvimentos tivessem sido efectuados em zonas de risco sísmico, provavelmente os métodos presentes nos regulamentos de verificação à segurança sísmica, fossem baseados em deslocamentos.

Numa data mais recente, foi proposta por Kalkan e Kunnath [53], um método adaptativo que recorre a uma distribuição de carga utilizando forças de inércia em função dos modos de vibração. Este método é válido para pórticos regulares com esforços predominantes de flexão.

Em 2007 Casarotti e Pinho [17] desenvolveram o ACSM (*Adaptive Capacity Spectrum Method*). Este método é vocacionado para a análise de pontes, fugindo, de certa forma, dos trabalhos anteriores que se destinavam ao estudo de edifícios.

Hoje em dia, as análises *Pushover* podem, em certos casos, ser uma alternativa viável às análises dinâmicas não lineares, no que se refere à verificação de segurança à acção sísmica. Contudo, é necessário ter sempre presente as limitações do método.

2.2 Análise fisicamente não linear

Uma vez que a presente dissertação efectua um estudo numérico, no que se refere aos modelos utilizados para efectuar uma análise *Pushover*, é importante também fazer uma pequena introdução ao tema da não linearidade material.

2.2.1 Relações constitutivas

A primeira aplicação de elementos finitos para estudar o comportamento não linear do betão remonta aos trabalhos de Ngo *et al* [65] e Rashid [70], embora nestes a não linearidade é restrita à tracção no fendilhamento da secção. No primeiro trabalho as fendas são modeladas através da alteração da tipologia do elementos (modelo discreto), enquanto que no segundo trabalho é considerado que o

material permanece contínuo e as fendas são modeladas através da introdução de um material ortotrópico com uma rigidez nula na direcção normal à fenda (modelo mancha). A segunda proposta foi bastante utilizada devido à sua simplicidade.

Nos dias de hoje, a simulação do fendilhamento em estruturas de betão armado pode ser efectuada com recurso a duas estratégias diferentes propostas por Lemaitre [57] e Mazars *et al* [63]. No primeiro é considerado um modelo contínuo, em que o fendilhamento é definido como o produto final de processo acumulativo e localizado de dano sem que seja criada uma descontinuidade no material. Relativamente ao segundo trabalho, é utilizado um modelo discreto no qual a fenda é definida através de uma lei constitutiva baseada na coesão, é aplicado então um deslocamento descontinuo ao longo da mesma, sendo utilizados critérios baseados em princípios físicos para determinar a posição, direcção e comprimento da fenda.

Modelos plásticos

A definição de um modelo plástico requer uma função de carregamento (superfície de cedência), de modo a controlar o início da cedência, e de uma função com capacidade de controlar a evolução das deformações plásticas. Quando estas duas superfícies são idênticas diz-se que a plasticidade é associada. Esta evolução governativa define de que forma a superfície expande ou contrai. Para o betão as superfícies de cedência são definidas através da sobreposição de falhas triaxiais [31]. Normalmente as funções de carregamento são definidas como $f(\sigma, k) \leq 0$, em que σ é o tensor das tensões e k é a variável de endurecimento, associado à deformação plástica equivalente ou ao trabalho plástico. Dependendo do tipo de modelo, k pode ser um escalar, vector ou tensor. No trabalho de Willam *et al* [79] é apresentada a superfície de cedência para estruturas de betão (Figura 2.1). A superfície é lisa e arredondada em forma de triângulo. Esta superfície em particular foi bastante utilizada por outros estudos com recurso a elementos finitos.

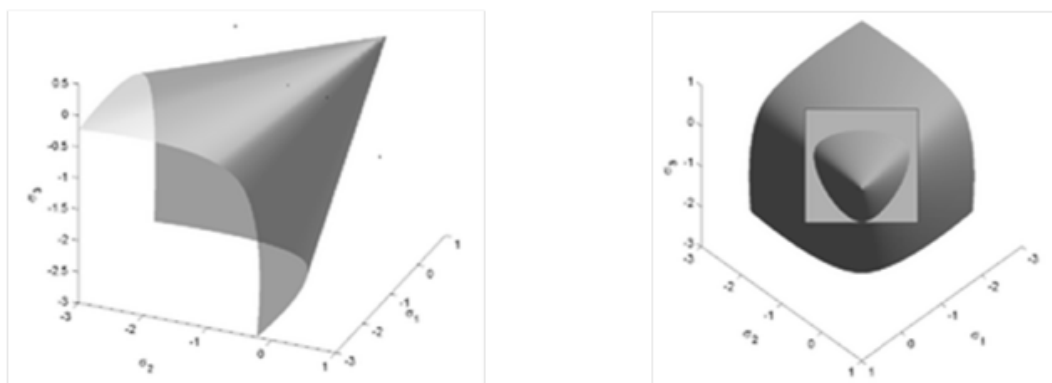


Figura 2.1: Superfície de cedência do betão [79].

De modo a desenvolver os modelos plásticos com endurecimento por corte, foi proposta por Willam *et al* [78] uma nova superfície de cedência. Outros autores, Chen *et al* [22], propuseram um modelo plástico com comportamento à tracção e compressão. Com a realização deste trabalho, foram capazes de desenvolver um modelo com a potencialidade de definir não linearidade em compressão hidroestática

bem como considerar endurecimento por corte [23]. O trabalho de Feenstra *et al* [37] mostrou de que forma é possível implementar modelos plásticos capazes de modelar o fendilhamento de forma eficaz com modelos isotrópicos de Rankine com endurecimento.

Modelos de dano

Embora o termo "mecanismo de dano" tenha sido utilizado apenas em 1977 [50], o conceito essencial que é utilizado no mecanismo de dano foi introduzido pela primeira vez por Kachanov em 1958 [48]. O mecanismo de dano simula o aparecimento de micro fendas através de uma degradação da rigidez. Este tipo de modelos são de fácil concepção e relativamente simples de utilizar na simulação da fendilhação do betão. Os princípios fundamentais são bastante similares aos dos modelos plásticos mas geralmente sem as deformações permanentes, em que cada função de carregamento são expressas em tensões, deformações ou outras variáveis termodinâmicas. As equações governativas responsáveis pela contracção ou expansão da função de dano, também dependem dessas variáveis. Posteriormente, em 1968, no trabalho desenvolvido por Rabotnov [69], é introduzido pela primeira vez um significado físico à variável dano, através do conceito de tensão efectiva e da ideia de afectar a rigidez inicial do material com um factor que depende directamente do valor da variável dano. Outros autores como Lemaitre [57, 58] promoveram a utilização de leis termodinâmicas de modo a acrescentar uma base teórica ao desenvolvimento de um modelo de dano contínuo.

O trabalho de Chaboche [21], tornou possível a modelação de mecanismos de dano termodinamicamente admissíveis. Este ajudou a mostrar a solidez destes modelos junto da comunidade científica.

O principio básico dos modelos isotrópicos de dano é o de assumir uma degradação uniforme da rigidez em todas as direcções utilizando a equação $\sigma = (1 - d)E\varepsilon$. Nestes modelos, de modo a definir a deterioração do material, segundo Mazars [62] apenas é preciso definir uma variável enquanto Ladorderie [54] define duas variáveis para esse efeito. Para a maior parte das estruturas e tipos de carregamento, com estas simplificações é possível obter resultados precisos. As implementações numéricas são, na sua generalidade, baseadas neste tipo de modelos, devido à sua simplicidade e solidez. Outros exemplos de modelos isotrópicos de dano efectivo para o betão são dos desenvolvidos por Comi *et al* [26] e Oliver *et al* [66].

Através de ensaios experimentais foi possível concluir que o dano, nas estruturas de betão armado, não é isotrópico. Tendo isto em conta, vários investigadores focaram os seus estudos em formulações de dano anisotrópicas, como é o caso do trabalho de Carol *et al* [16] e de Sismo *et al* [75]. No primeiro é proposto um modelo termodinamicamente admissível para as tensões e deformações com dano anisotrópico. O segundo trabalho propõe um modelo que utiliza um tensor de dano pseudo-logarítmico e uma função de dano em termos de forças termodinâmicas, de modo a relacionar tensões e deformações efectivas. No trabalho de Borst *et al* [14], é apresentado de forma conjunta a análise de modelos isotrópicos e anisotrópicos. Posteriormente, foi introduzido, no trabalho de Desmorat *et al* [30], um modelo anisotrópico que inclui o efeito do fendilhamento, devido apenas a pressões hidrostática, com recurso a um tensor de dano de segunda ordem. O dano pode também ser representado através de um tensor de quarta ordem. Embora o numero de parâmetros, relativos ao material, a definir e as calibrações dos mesmos, torne bastante difícil a aplicação destes modelos mais sofisticados.

Modelos de fractura

A aplicação dos modelos lineares de fractura só são possíveis se a extremidade da fenda for pequena em relação à própria fenda e ao tamanho do espécime [11]. Apesar de existirem algumas alternativas, os modelos de fractura coesiva continuam a ser os mais simples de utilizar para superar estas limitações. Nesta modelação, é assumido que a propagação é definida por uma curva tensão-deslocamento ao longo da face da fenda junto à extremidade. Os principais mecanismos de fractura são identificados no livro Gdouts [42] e são ilustrados na Figura 2.2. O autor menciona que este pode variar de acordo com o material em estudo.

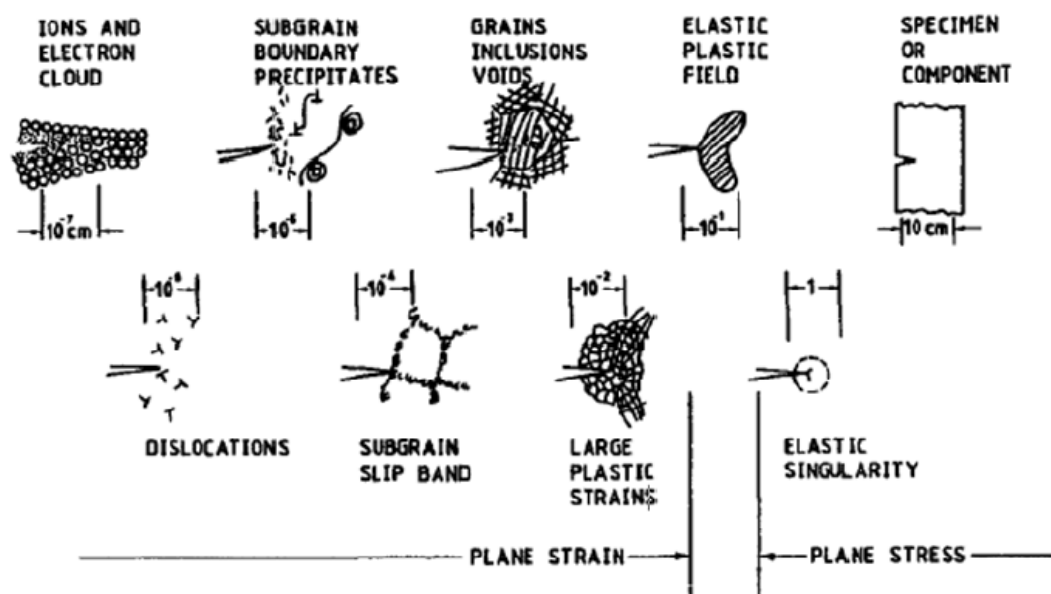


Figura 2.2: Mecanismos de fractura a diferentes escalas [42].

No trabalho de Hilleborg *et al* [46] é pela primeira vez introduzido o conceito de energia de fractura nos modelos de fractura coesiva distribuída. Neste são também definidas várias curvas tensão-deslocamento para as fendas no betão.

Existem, principalmente, duas estratégias que podem ser adoptadas aquando a modelação de fracturas coesivas com recurso a elementos finitos. A primeira (discretização inter-elementos) é mencionada no trabalho de Xu [80], no qual a fenda evolui entre elementos e é necessário proceder a um *remesh* da malha de elementos finitos se a evolução da fenda não for conhecida à partida. A segunda estratégia (discretização intra-elementos), abordada no trabalho de Wells *et al* [77], corresponde a uma definição da propagação da fenda ao longo dos elementos finitos. Esta modelação é matematicamente mais complexa que a primeira e inclui a implementação, ao nível dos elementos, de um modelo descontínuo. As principais vantagens da modelação das descontinuidades no interior dos elementos finitos é o facto de desta forma ser possível fugir à necessidade de utilizar técnicas de *remeshing*, a possibilidade de usar malhas de elementos finitos mais simples e a simplificação da reprodução da anisotropia induzida pelo processo de fendilhação. Outro aspecto importante é que com este tipo de elementos, a solução não depende da discretização da malha. Com a formulação intra-elementos, a orientação espacial das

descontinuidades dependem dos valores locais do campo de tensões e deformações. Recentemente foram feitos grandes avanços em relação aos mecanismos de fractura, onde uma generalização de fortes descontinuidades discretas foram propostas e testadas numericamente [8, 28].

2.2.2 Aplicação de modelações não lineares em códigos estruturais

Presentemente diversos regulamentos já permitem o uso de análises fisicamente e geometricamente não lineares. Um dos primeiros regulamentos a apresentar recomendações de convergência e metodologias de análise não linear ao nível do material é o model code 2010 [18]. Nele são definidos processos de resolver sistemas não lineares, usando a formulação convencional de elementos finitos e ainda processos de controlo de convergência.

Outro regulamento a apresentar recomendações para análises não lineares é o EC3 [19], expondo 2 capítulos distintos. No primeiro é apresentada as recomendações para a simulação não linear do material aço, onde é ilustrado as vantagens e desvantagens de considerar ou não o endurecimento. No segundo é exposto como devem ser adoptadas as imperfeições globais e locais em elementos do tipo Shell, para que se possa apanhar efeitos geometricamente não lineares. Depois os 2 capítulos são fundidos numa só tabela onde são apresentadas regras básicas de modelação não linear.

Existem ainda outros regulamentos, como o FEMA356 [38] que recomendam mesmo algumas análises não lineares em projecto de estruturas. Estas não são feitas a nível de colapso em estado limite último de maneira a dimensionar secções, mas com o objectivo de simular danos em estruturas devido a sismos. Com esta análise é possível saber quais os possíveis elementos estruturais da estrutura que podem sofrer elevados danos, sabendo antecipadamente quais os elementos que devem ser sujeitos a uma campanha de inspecção depois do sismo (recomenda-se mesmo que estes elementos sejam compatibilizados com a arquitectura de maneira a poderem ser inspeccionados).

Capítulo 3

Análise *Pushover* com EC8

3.1 Introdução

No presente Capítulo é abordado o método N2 proposto por Fajfar, uma vez que é o método indicado pelo EC8 para determinação do desempenho sísmico de uma estrutura quando é efectuada uma análise estática não linear (*Pushover*).

É feita uma pequena introdução ao método N2 onde é explicado o princípio teórico do método, numa fase posterior são definidos os vários passos e processos de calculo a aplicar, para obter o desempenho sísmico de uma estrutura através do mesmo.

3.2 Descrição do Método N2

Para o estudo do desempenho sísmico de uma estrutura, no caso de análises estáticas não lineares, o EC8 propõe a aplicação do método N2 proposto por Fajfar.[68]

O método N2 é um método simples, cuja formulação está no formato ADRS. Combina a análise *Pushover* de um sistema com vários graus de liberdade com uma análise por espectro de resposta de um sistema de 1 grau de liberdade equivalente. A sua representação gráfica facilita a compreensão do comportamento estrutural quando sujeito à acção sísmica.[35]

Em seguida é apresentado o processo para uma correcta aplicação do método N2: [35, 68]

1. Modelação:

Na elaboração do modelo estrutural é necessário ter em consideração alguns aspectos importantes, como a não linearidade das cargas aplicadas, o comportamento não linear dos materiais constituintes. Este assunto será abordado com maior detalhe no capítulo 4.

A acção sísmica é definida através do espectro de resposta elástico, em que as acelerações espectrais são dadas em função do período natural da estrutura. O coeficiente de amortecimento,

que em geral para estruturas de betão armado é considerado igual a 5%, é tido em conta directamente no espectro de resposta.

2. Espectro de resposta formato ADRS:

Após calcular o espectro de resposta através da formulação existente no EC8, para a zona onde se pretende estudar o efeito sísmico, é necessário transformar o mesmo num espectro de resposta com o formato ADRS. Num sistema com 1 grau de liberdade, para o espectro elástico é válida a seguinte relação:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (3.1)$$

Em que,

S_{de} é o deslocamento espectral elástico;

S_{ae} é a aceleração espectral elástica;

T é o período natural da estrutura.

Após a aplicação da equação 3.1 é possível calcular os deslocamentos espectrais em função do período natural da estrutura (Figura 3.1). Uma vez calculados os deslocamentos espectrais, é possível obter o valor da aceleração espectral em função do deslocamento espectral, obtendo assim o espectro de resposta no formato ADRS, cuja representação gráfica está presente na Figura 3.1.

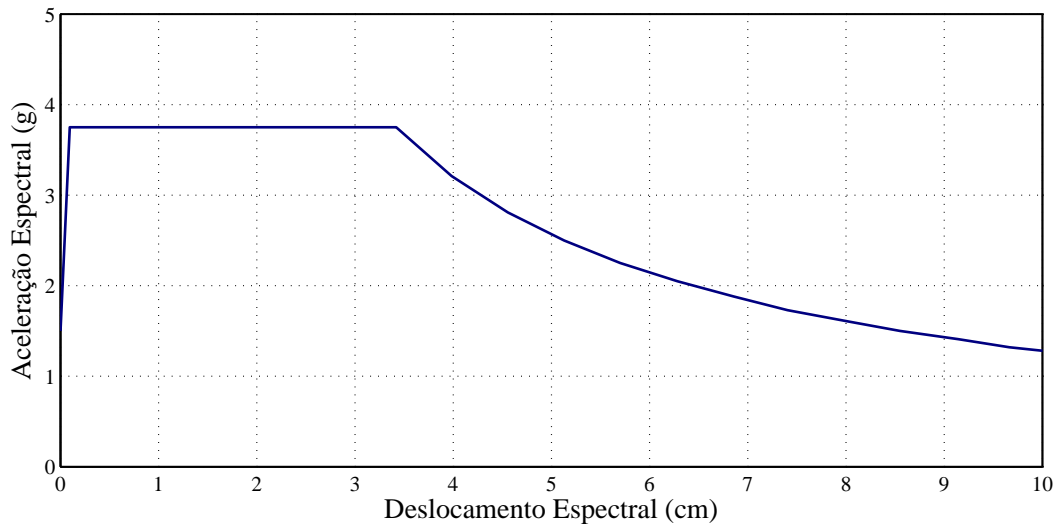


Figura 3.1: Espectro de resposta formato ADRS [35].

Para um sistema com 1 grau de liberdade, com comportamento não linear cuja relação é bi-linear, o respectivo espectro de resposta não linear é obtido através das seguintes relações:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (3.2)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.3)$$

Em que,

S_a é a aceleração espectral inelástica;

S_d é o deslocamento espectral inelástico;

μ é o factor de ductilidade, que é dado pela relação entre o deslocamento máximo e o deslocamento de cedência;

R_μ é o factor de redução, obtido em função do factor de ductilidade.

Para obtenção do valor de R_μ é utilizada uma relação bi-linear (Figura 3.2), definida da seguinte forma:

$$\begin{cases} R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & T < T_c \\ R_\mu = \mu & T > T_c \end{cases} \quad (3.4)$$

Em que T_c é um período característico do movimento do solo [20]

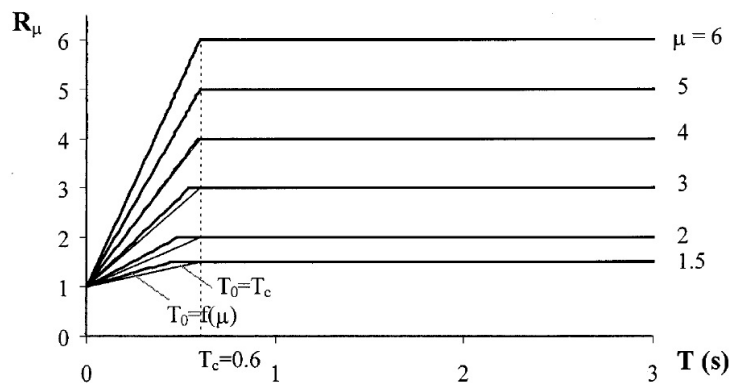


Figura 3.2: Relação bi-linear entre R_μ e o factor de ductilidade (μ) [34].

Após calcular o factor de redução (R_μ) através da equação 3.4, é possível calcular o espectro inelástico do sistema, utilizando as equações 3.2 e 3.3. É obtido um espectro de resposta para cada valor atribuído ao factor de ductilidade (μ) (Figura 3.3).

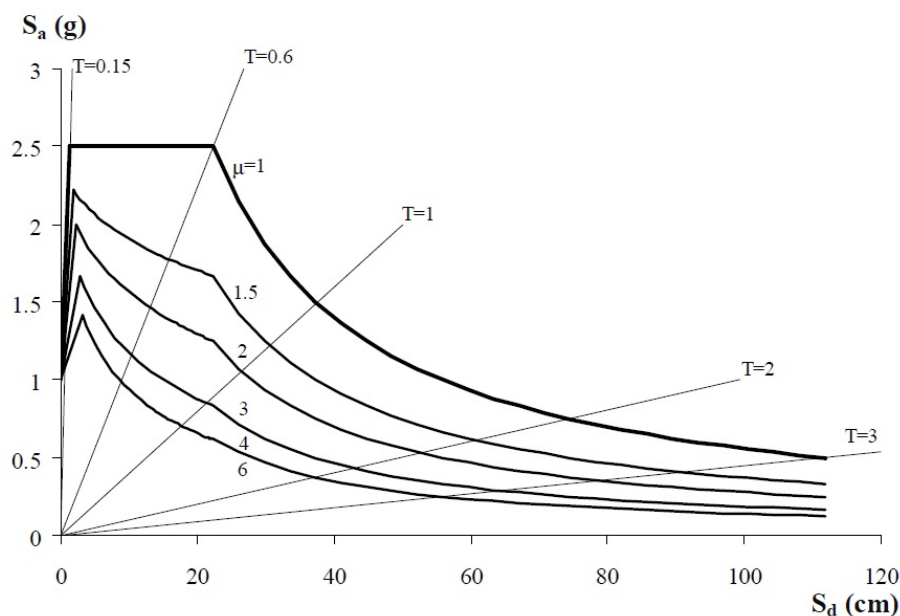


Figura 3.3: Espectro de resposta em função do factor de ductilidade μ [35].

3. Análise Pushover

A análise *Pushover* consiste numa análise não linear na qual a estrutura é submetida a cargas horizontais, proporcionais às forças de inércia, que existiriam na estrutura se esta estivesse submetida a uma aceleração do solo. As cargas aplicadas são incrementadas monotonicamente, desta forma é possível observar a evolução do mecanismo de colapso da estrutura e a plastificação dos elementos estruturais.

Através de uma análise desta natureza, é possível obter uma relação entre as forças aplicadas e os deslocamentos da estrutura. Esta relação Força-Deslocamento designa-se de curva de capacidade. A variável mais comum na definição da curva é a força basal (somatório de todas as reacções da base) e o deslocamento do topo do edifício, embora outras relações Força - Deslocamento sejam permitidas.

É importante saber que tipo de carregamento aplicar à estrutura para efectuar uma análise *Pushover*. O EC8 indica a possibilidade de aplicar dois tipos de carga, uma carga uniformemente distribuída em altura e uma carga distribuída de acordo com o modo de vibração preponderante na direcção em que se está a analisar a acção sísmica. No método N2, as cargas aplicadas ao nível de cada piso são dadas pela seguinte expressão:

$$P = p m_i \Phi_i \quad (3.5)$$

Desta forma a carga aplicada é função da massa de cada piso (m_i) e da componente horizontal do respectivo modo condicionante (Φ_i), a constante p é definida de modo a incrementar de forma monotónica as forças aplicadas.

Uma vez efectuada a análise *Pushover* é possível determinar a Curva de capacidade da estrutura (Figura 3.4a)).

4. Sistema com 1 grau de liberdade equivalente

Uma vez que no método N2 a acção sísmica é quantificada por meio de um espectro de resposta, a estrutura tem então que ser modelada através de um sistema com 1 grau de liberdade equivalente. É possível transformar o sistema com n graus de liberdade num sistema com 1 grau de liberdade através das seguintes expressões:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (3.6)$$

$$F^* = \frac{F}{\Gamma} \quad (3.7)$$

$$d^* = \frac{D}{\Gamma} \quad (3.8)$$

Em que,

Γ é o factor de transformação;

F e D são a força e o deslocamento do sistema com n graus de liberdade;

F^* e d^* são a força e o deslocamento do sistema com 1 grau de liberdade equivalente.

No método N2 a acção sísmica é definida separadamente em cada uma das direcções, pelo que os cálculos efectuados para a transformação do sistema com n graus de liberdade para o sistema com 1 grau de liberdade são diferentes consoante a direcção da acção sísmica.

Após efectuar os cálculos descritos nas equações 3.6, 3.7 e 3.8 é possível definir a curva de capacidade do sistema com 1 grau de liberdade equivalente. Esta curva é uma aproximação bi-linear idealizada da curva de capacidade do sistema com n graus de liberdade e deve ser definida de forma a que:

- Deve ter rigidez pós cedência nula, uma vez que o factor de ductilidade μ é calculado pelo quociente entre o deslocamento elástico e o deslocamento de cedência do sistema.
- A energia de deformação do sistema com 1 grau de liberdade equivalente tem de ter a mesma energia de deformação do sistema com n graus de liberdade.

Uma vez definida a curva de capacidade do sistema com 1 grau de liberdade equivalente, fica conhecida a resistência do sistema equivalente (F_y^*) e o deslocamento de cedência (d_y^*) do mesmo (Figura 3.4).

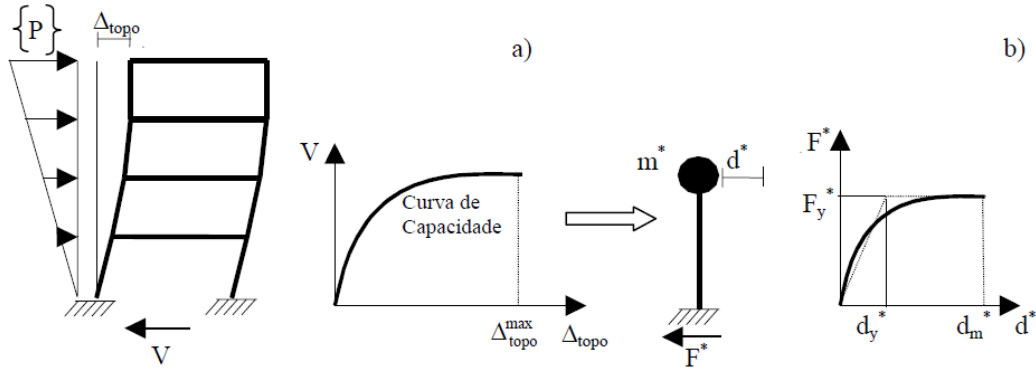


Figura 3.4: a) Curva de Capacidade sistema com n graus de liberdade b) Transformação da curva de n graus de liberdade na curva de sistema equivalente de 1 grau de liberdade [72].

5. Desempenho sísmico do sistema com 1 grau de liberdade

Após obter a curva de capacidade do sistema equivalente, de modo a determinar o desempenho sísmico do mesmo é necessário calcular o seu período (equação 3.9) e transformar a curva para o formato ADRS (equação 3.10).

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y}{F_y}} \quad (3.9)$$

$$S_a^* = \frac{F}{m^*} \quad (3.10)$$

Em que,

T^* é o período do sistema com 1 grau de liberdade;

S_a^* é a aceleração espectral referente ao espectro de capacidade do sistema com 1 grau de liberdade.

A resposta sísmica, do sistema com um grau de liberdade pode ser obtida através de uma resolução gráfica (Figura 3.5). Para tal existe a necessidade de conhecer as características dinâmicas da estrutura idealizada. Embora o cálculo do deslocamento objectivo possa ser feito sem recorrer a esta representação gráfica, é aconselhável a utilização da mesma para facilitar não só os cálculos como a interpretação dos resultados obtidos.

Em regime elástico, o deslocamento objectivo é calculado da seguinte forma:

$$d_e^* = S_{ae}(T^*) \left[\frac{T^*}{T_c} \right]^2 \quad (3.11)$$

Para calcular o deslocamento objectivo (d_t^*) do sistema equivalente, tendo em consideração as características dinâmicas da estrutura temos:

Para períodos pequenos ($T^* < T_c$) (Figura 3.5 a))

Caso a resposta seja em regime elástico ($S_{ay} > S_{ae}(T^*)$)

$$d_t^* = d_e^* \quad (3.12)$$

Caso a resposta seja em regime inelástico ($S_{ay} < S_{ae}(T^*)$)

$$d_t^* = \frac{d_e^*}{\mu} \left((\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \right) \geq d_e^* \quad (3.13)$$

O valor de μ , depois de calculado o valor de R_μ , é obtido através da equação 3.4.

Sendo R_μ calculado através da seguinte expressão:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} = \frac{S_{ae}(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (3.14)$$

Para Períodos médios ou longos ($T^* > T_c$) (Figura 3.5 b))

$$d_t^* = d_e^* \quad (3.15)$$

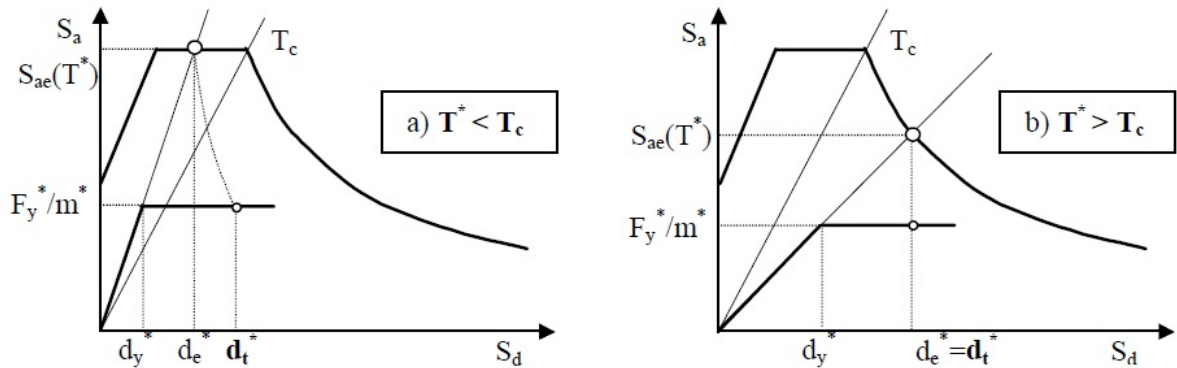


Figura 3.5: Cálculo do deslocamento objectivo em função do período T^* [72].

6. Desempenho sísmico da estrutura com n graus de liberdade

O desempenho sísmico do sistema com n graus de liberdade é determinado de acordo com os resultados obtidos no passo 5. Através da seguinte equação é possível determinar o deslocamento objectivo do sistema com n graus de liberdade:

$$D_t = \Gamma d_t^* \quad (3.16)$$

Em que,

D_t é o deslocamento de topo do edificio.

Uma vez calculado o deslocamento de topo, a estrutura é submetida a uma nova análise *Pushover*. Nesta nova análise interessa compreender o comportamento estrutural até a estrutura atingir o deslocamento calculado através da equação 3.16. O EC8 admite que a análise seja realizada até 150% do valor do deslocamento de topo, pois este valor corresponde a um valor médio e podem existir alguma dispersão no calculo do mesmo. Através desta análise *Pushover* é também possível obter os deslocamentos entre pisos e as rotações nas extremidades dos elementos, para posterior comparação com os valores resistentes definidos através do EC8.

Capítulo 4

Análise Não Linear no SAP2000

4.1 Introdução

No presente capítulo é feita uma abordagem às diferentes relações constitutivas utilizadas para estudar o comportamento não linear da estrutura bem como as diferentes interacções entre os esforços actuantes e o impacto que este fenómeno tem na capacidade resistente. Posteriormente, é efectuada uma abordagem aos elementos *Frame* e aos *Shell* utilizados no *software* SAP2000.

Como é sabido, o comportamento não linear de uma estrutura pode resultar da consideração dos esforços de segunda ordem ou devido ao facto dos materiais constituintes possuírem relações constitutivas não lineares. Estes tipos de análises designam-se, respectivamente, de não linearidade geométrica e não linearidade material [10].

Neste trabalho é apenas analisada a não linearidade material pelo que esta será mais aprofundada ao longo deste capítulo.

Existem alguns pressupostos que necessitam ser tidos em conta de forma a efectuar este tipo de análise, tais como [41, 27]:

- As secções que se encontram planas antes de flectir permanecem planas durante a flexão (esta simplificação aplica-se apenas aos elementos *Frame*);
- É desprezada a resistência à tracção do betão;
- Existe uma ligação perfeita entre o betão e os varões de aço, isto é, existe uma compatibilidade de extensões entre os dois materiais;
- O comportamento dos materiais não depende do factor temperatura.

Estes pressupostos são comumente utilizados neste tipo de análises e para a maior parte dos casos são bastante exactos [41].

4.2 Não linearidade Material

4.2.1 Comportamento não linear do material

Para proceder a uma análise, considerando a não linearidade dos materiais, é importante compreender que o verdadeiro comportamento é extremamente difícil de modelar e mesmo com o intuito de considerar o comportamento não linear é necessário proceder a simplificações [10].

O material pode apresentar quatro tipos diferentes de comportamento quando sujeito a uma carga. O material pode ter as seguintes respostas [10]:

- Elástico - linear;
- Plástico - linear;
- Elástico - não linear;
- Plástico - não linear.

O comportamento elástico-linear é representado com uma recta no diagrama tensão-deformação em que o traçado definido para a situação de carga é idêntico ao troço referente ao processo de descarga. Não ocorrem deformações residuais. Como ilustra a Figura4.1(a) no caminho de carga/descarga 1.

O comportamento plástico-linear é também definido através de um troço recto no diagrama tensão-deformação do material, embora neste caso o troço de carga e descarga não coincidam, sendo que este ultimo respeita o regime existente na fase linear da resposta. Existem deformações residuais no final do processo de descarga. Como ilustra a Figura4.1(a) no caminho de carga/descarga 2.

Um material com comportamento elástico-não linear é definido através de um gráfico tensão-deformação curvo, uma vez que o comportamento do material não é linear, neste caso não é possível aplicar a lei de Hooke. Embora o caminho de carga não seja linear este é coincidente com o caminho de descarga, não havendo assim deformações residuais. Como ilustra a Figura4.1(b) no caminho de carga/descarga 1.

Uma resposta plástica-não linear é representada através de um diagrama tensão-deformação curvo em que o percurso de carga não coincide com o caminho da descarga, este ultimo mais uma vez respeita o andamento na resposta elástica do material, sendo que no final da descarga existem deformações residuais. Como ilustra a Figura4.1(b) no caminho de carga/descarga 2.

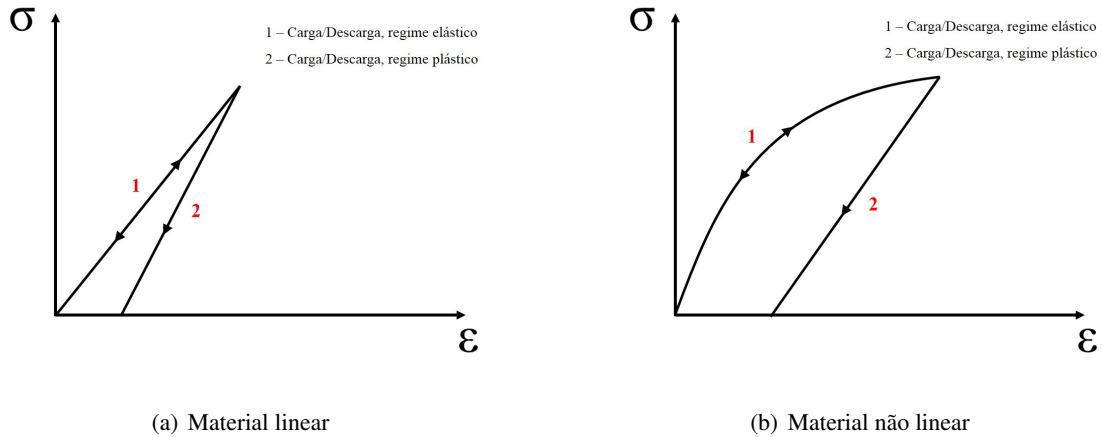


Figura 4.1: Gráfico Tensão-deformação para diferentes tipos de resposta[13].

No *software* SAP2000 é possível atribuir comportamento não linear ao material em certos elementos utilizando um modelo direccional, em que são modelados separadamente várias respostas tensão-deformação para um ou mais componentes. Este modelo é simples de aplicar e prático para problemas de engenharia, utilizado em vigas e pilares, paredes estruturais, túneis, muros de contenção e outros. É necessário ter cuidado na utilização deste tipo de modelos no estudo de exemplos onde as tensões governativas do problema mudam de direcção [27].

Tracção e Compressão

Para cada material é possível especificar uma curva tensão-deformação que é utilizada para definir o comportamento do material em todas as direcções do mesmo. Para materiais uniaxiais, esta representa a relação entre σ_{11} e ϵ_{11} . Para materiais isotrópicos, ortotrópicos e anisotrópicos esta curva representa o comportamento ao longo dos três eixos do material, σ_{11} - ϵ_{11} , σ_{22} - ϵ_{22} e σ_{33} - ϵ_{33} [27].

O SAP2000 considera que a relação tensão-deformação não linear é idêntica em todas as direcções, definindo-se apenas uma única curva. Esta metodologia apesar de demasiado simplificada, é conveniente em termos computacionais, visto facilitar a convergência da solução. Esta metodologia também é recomendável, visto diminuir o numero de inputs no programa, algo que se tornaria muito desfavorável para o projectista usual de estruturas

A curva deve ser definida da seguinte forma [27]:

$$\sigma_{ii}(\epsilon_{ii}) = \begin{cases} \sigma_T(\epsilon_{ii}) & \epsilon_{ii} \geq 0 \\ \sigma_C(\epsilon_{ii}) & \epsilon_{ii} \leq 0 \end{cases} \quad (4.1)$$

Corte

A curva tensão-deformação de corte é calculada directamente da curva de tensão-deformação normal. Para efectuar o calculo é considerado que o comportamento ao corte pode ser obtido através da rotação, usando o circulo de Mohr no plano, de 45° do plano de tracção ou compressão. Para materiais isotrópicos, ortotrópicos ou anisotrópicos, isto resulta nas seguintes relações para o corte [27]:

$$\sigma_{ij}(\varepsilon_{ij}) = \begin{cases} \sigma_S(\varepsilon_{ij}) & \varepsilon_{ij} \geq 0 \\ -\sigma_S(\varepsilon_{ij}) & \varepsilon_{ij} \leq 0 \end{cases} \quad (4.2)$$

Em que:

$$\sigma_S(\varepsilon_{ij}) = \frac{1}{4}(\sigma_T(\varepsilon_{ij}) - \sigma_C(-\varepsilon_{ij})), \quad \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}\gamma_{ij} \geq 0, \quad i \neq j \quad (4.3)$$

No caso em que a curva de tensão-deformação normal é simétrica, como por exemplo no aço, tem-se que $\sigma_T(\varepsilon) = \sigma_C(\varepsilon)$, sendo desta forma possível definir a tensão de corte da seguinte forma [27]:

$$\sigma_{ij}(\varepsilon_{ij}) = \frac{1}{2} \begin{cases} \sigma_T(\varepsilon_{ij}) & \varepsilon_{ij} \geq 0 \\ \sigma_C(\varepsilon_{ij}) & \varepsilon_{ij} \leq 0 \end{cases} \quad (4.4)$$

É importante referir que este comportamento ao corte é directamente aplicado aos elementos *Shell*, mas no caso dos elementos *Frame* apenas se considera não linearidade ao longo das tensões normais. Não existe qualquer não linearidade no elemento *Frame* para esforço de corte.

4.2.2 Relações histeréticas

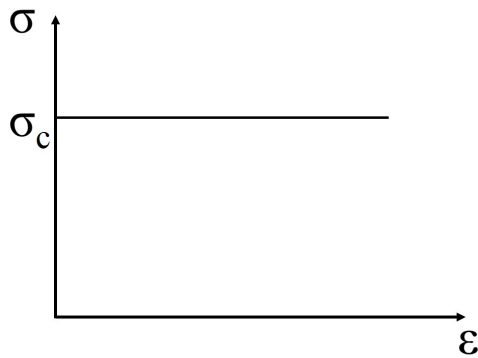
Para efectuar uma análise não linear é pretendido ter em consideração a verdadeira resposta do material quando solicitado a uma acção. A simplificação de considerar que todos os materiais têm um comportamento elástico-linear deixa de ser válida, pretende-se sim considerar o verdadeiro comportamento dos materiais.

Para este efeito existem várias simplificações que podem ser utilizadas de modo a considerar a resposta do material e que com facilidade este seja modelado para serem efectuadas análises não lineares à estrutura.

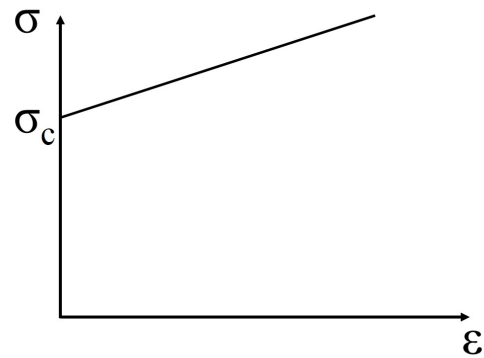
As simplificações consideradas são apresentadas de seguida e ilustradas na Figura 4.2 [10]:

- Rígido-perfeitamente plástico;
- Rígido-plástico com endurecimento;
- Elástico linear-perfeitamente plástico;

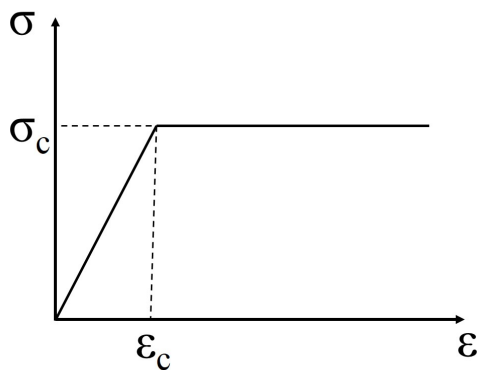
- Elástico linear -plástico com endurecimento;
- Elástico não linear (Figura4.1(b)) .



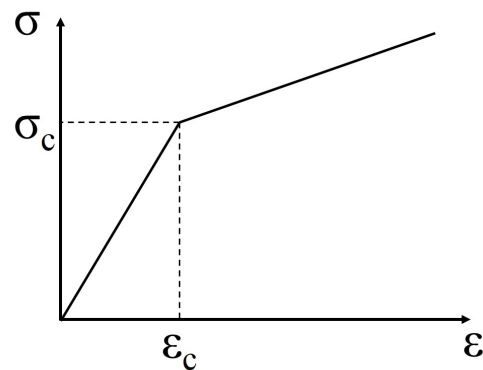
(a) Rigido-perfeitamente plástico



(b) rigido-plástico com endurecimento



(c) Elástico linear-plástico linear



(d) Elástico linear-plástico com endurecimento

Figura 4.2: Relações histeréticas[13].

No que se refere ao betão é utilizada uma simplificação elástica não linear-perfeitamente plástica, ou seja, em regime elástico o material responde com uma relação tensão-deformação não linear e em regime plástico a relação é representada com um valor de tensão constante e igual à tensão de cedência.

Para o aço é considerado que este tem um comportamento elástico linear-perfeitamente plástico. Optou-se por não utilizar uma relação com endurecimento na fase plástica de modo a simplificar o modelo.

Existem alguns modelos histeréticos pré-definidos disponíveis no programa. Os 3 modelos existentes são enumerados de seguida [27]:

- Elástico - O comportamento é não linear mas é elástico. Isto significa que a curva de descarga coincide com a de carga, não existe dissipação de energia.
- *Kinematic* - Este modelo é baseado no comportamento de endurecimento cinemático possível de observar em alguns metais. É definido pelo programa como sendo o comportamento a considerar no caso dos metais ou materiais ducteis. Este modelo apresenta níveis elevados de dissipação de energia.
- *Takeda* - Este modelo é similar ao anterior mas utiliza contem uma ligação ao modelo de Takeda com uma degradação gradual. Esta é a definição que o programa considera como adequada para o betão. Este modelo apresenta níveis altos de dissipação de energia mas ligeiramente menores que o *Kinematic*.

4.3 Elementos *Frame* de Betão Armado

Os elementos *Frame*, ou também designados de elementos Barra, utilizam uma formulação geral, tri-dimensional, de viga/pilar que inclui os efeitos de flexão bi-axial, torção, deformação axial e deformação bi-axial por corte [27].

Este tipo de elemento é utilizado para vários tipos de modelação dos quais se enumeram os seguintes [27]:

- Barras tri-dimensionais;
- Treliças tri-dimensionais;
- Barras planas;
- Treliças planas

Através do *Section design* é possível definir uma *Frame* de betão armado, definindo como material base o betão e colocando manualmente os varões de Aço. Para o betão é considerado um comportamento isotrópico enquanto que o aço é definido como elemento de reforço com comportamento uni-axial. A correcta definição da secção encontra-se descrita nos Anexos A e B.

De modo a que o *software*, quando corre a análise, considere comportamento não linear das *Frame* é necessário definir, por norma nas extremidades de cada elemento, as rotulas plásticas. Para isso recorre-se ao comando *plastic hinges*, onde é possível definir o comportamento não linear através da relação momento-curvatura ou momento-rotação bem como o tipo de esforços que são pretendidos para análise. A correcta definição das rotulas plásticas encontra-se descrito no Anexo A.

De forma a compreender melhor a definição das rotulas plásticas existem alguns conceitos que são necessários ter em conta, como as diferentes relações constitutivas a considerar para compreender o comportamento não linear da secção bem como as interacções entre esforços existentes, e que serão explicados de seguida:

4.3.1 Relações Constitutivas

De modo a compreender o comportamento não linear dos materiais em estudo, são definidas relações constitutivas da secção de modo a definir o comportamento não linear da mesma. Dois exemplos deste tipo de relação são a curva momento-curvatura e a curva momento-rotação, estas duas curvas serão explicadas com maior detalhe de seguida.

Relação Momento-Curvatura

No caso de materiais com comportamento elástico linear, a relação momento-curvatura é dada pela equação da linha elástica, que é apresentada de seguida: [13]

$$M = \chi EI \quad (4.5)$$

Em que:

χ é a curvatura,

E é o módulo de elasticidade do material,

I é a inércia da secção.

A relação momento-curvatura é definida unicamente em função das relações constitutivas do material em estudo, podendo esta relação ser linear ou não (Figura 4.3).

No que se refere ao betão armado, visto ser um material com comportamento não linear, a relação momento-curvatura será mais próxima da apresentada na Figura 4.3(b). [13]

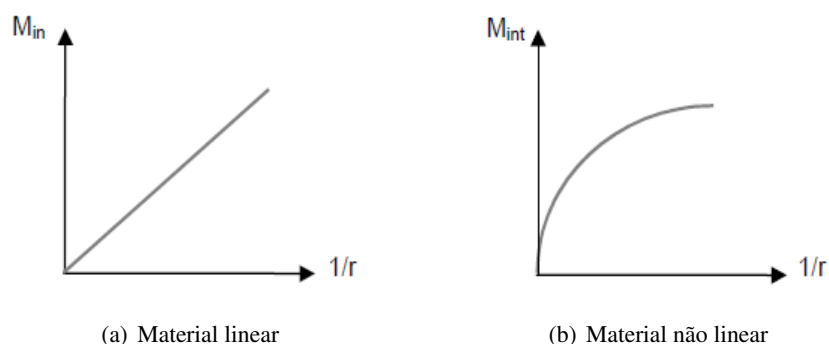


Figura 4.3: Gráfico Relação Momento-Curvatura[13].

No caso de materiais com um comportamento não linear, uma vez que a relação entre os esforços e as deformações não é linear, é necessário proceder ao cálculo dos momentos através da resultante das tensões existentes devido à flexão. [13]

No Programa de cálculo automático SAP2000 é possível obter no *Section Design* a relação momento-curvatura da secção. É imposta uma extensão na fibra mais afastada do centro de gravidade, e através da deformação imposta é calculado o valor do momento. Efectua-se o cálculo para vários valores de deformação imposta e obtém-se a curva da relação momento-curvatura. [27, 45]

Relação Momento-Rotação

Uma alternativa à utilização da relação constitutiva referida anteriormente é a relação momento-rotação.

No programa de calculo automático SAP2000, a relação momento-rotação é definida para cada grau de liberdade [27].

De seguida será descrito de que modo o programa define a relação momento-rotação [27]:

- Aplica-se uma carga axial e mantém-se a mesma;
- Procede-se a um incremento do momento M_2 e M_3 numa proporção fixa $(\cos(\theta), \sin(\theta))$, sendo o θ a direcção correspondente à actuação do momento.
- Mede-se a rotação devido ao momento aplicado, R_{p2} e R_{p3} respectivamente;
- Calcula-se a resultante do momento ($M = M_2 \times \cos(\theta) + M_3 \times \sin(\theta)$) e a rotação também ($R_p = R_{p2} \times \cos(\theta) + R_{p3} \times \sin(\theta)$);
- Faz-se o gráfico com os resultados obtidos para os vários valores de momento aplicado.

Existem vários regulamentos sísmicos e guias de processos construtivos que definem a relação momento-rotação para o comportamento estrutural [9]. Desta forma pode ser vantajoso utilizar este tipo de relação para interpretação dos resultados obtidos numa análise *Pushover*.

4.3.2 Interacções de Esforços

No campo dos esforços, quando se efectua uma análise não linear, também deixa de ser válida a sobreposição de efeitos, uma vez que a resposta do material não respeita a Lei de Hooke. A capacidade resistente da estrutura a um determinado tipo de esforço depende dos restantes esforços actuantes [13].

De seguida apresentam-se as diferentes interacções de esforços.

Interacção Momento-Esforço axial

Quando um elemento está sujeito a flexão composta temos a interacção entre o esforço axial e o momento flector. Para uma secção de betão armado, a capacidade resistente à flexão composta é definida através das extensões máximas do betão e das armaduras. [1]

Na Figura 4.4 é representada a distribuição de tensões que existe numa secção de betão quando sujeita a flexão composta.

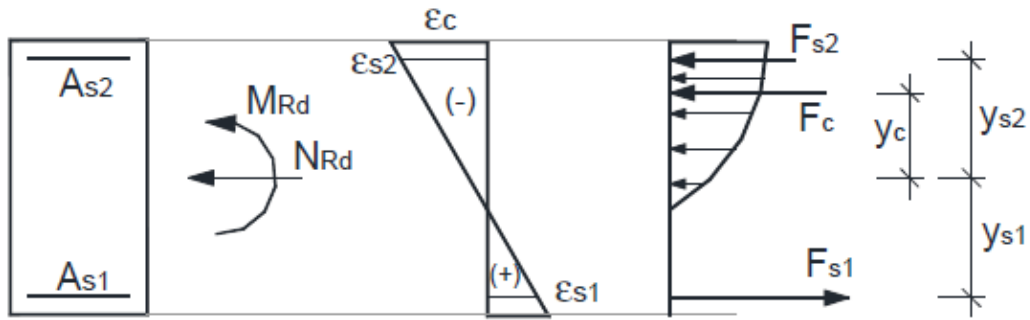


Figura 4.4: Diagrama de tensões na flexão composta [1].

É considerada uma qualquer quantidade de armadura na zona superior igual à da zona inferior, as coordenadas são dadas em relação ao centro de gravidade da secção e as extensões ultimas para o betão e para o aço são as indicadas na presente dissertação no capítulo 5.

De seguida são escritas as equações de equilíbrio para o caso apresentado na Figura4.4:

$$N_{Rd} = F_c + F_{s2} - F_{s1} \quad (4.6)$$

$$M_{Rd} = F_c \times y_c + F_{s2} \times y_{s2} + F_{s1} \times y_{s1} \quad (4.7)$$

Levando a estrutura ate à rotura, existem vários cenários possíveis para o colapso. De seguida na Figura4.5 apresentam-se os vários mecanismos de colapso possíveis para uma secção de betão armado sujeita a flexão composta.

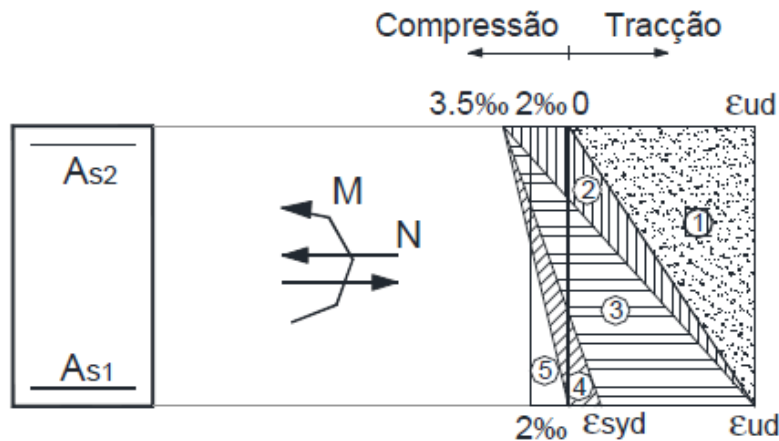


Figura 4.5: Diferentes casos de rotura em regime de flexão composta [1].

Para qualquer um dos cenários apresentados na Figura4.5 é possível escrever as equações de equilíbrio (equação 4.6 e 4.7). Desta forma é possível definir a interação entre os dois esforços para um elementos de betão armado [1].

De seguida na Figura 4.6 apresenta-se graficamente a interacção entre os dois esforços para uma quantidade de armadura genérica.

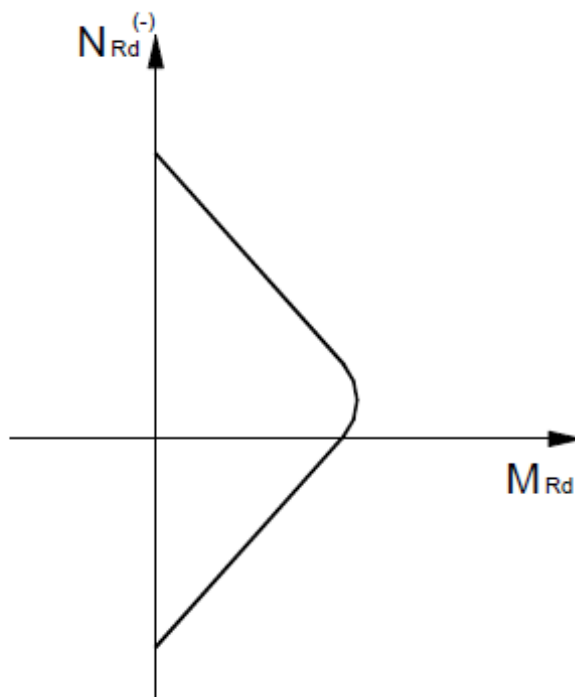


Figura 4.6: Interacção entre o esforço axial e o momento flector para uma quantidade de armadura genérica [1].

Sendo que, N_{Rd} representa o esforço axial resistente M_{Rd} representa o momento flector resistente

Em termos práticos, a relação gráfica apresentada na Figura 4.6 representa a capacidade resistente da estrutura quando solicitada à flexão composta. Se para um qualquer par (N,M) este se encontrar no contorno ou no interior da curva a estrutura resiste a essa acção [1].

Interacção Momento x-Momento y

Uma vez estudada a flexão composta e compreendida a interacção entre o esforço axial e o momento flector, é altura de abordar outro tipo de interacção e esforços actuantes. No caso da flexão desviada, em que a resultante do momento não está a actuar segundo os eixos principais de inércia, existe uma interacção entre o M_x (momento em torno do eixo x) e o M_y (momento em torno do eixo y) [60, 1].

O mais comum de existir nos elementos verticais de betão armado é flexão composta desviada, em que existe simultaneamente esforço axial, momento em x e y. Neste caso existe interacção entre os três esforços, mas é possível observar individualmente a interacção entre os dois momentos.

De seguida, na Figura 4.7, é apresentado de que forma, no caso da flexão composta desviada, é analisada a capacidade resistente da secção.

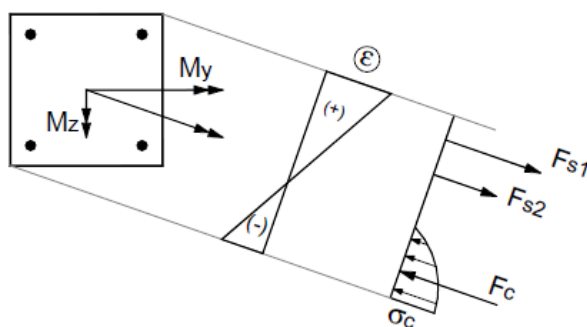


Figura 4.7: Distribuição de tensões em regime de flexão desviada [1].

De modo a simplificar o problema, em vez de se analisar o momento flector resultante, e considerar a linha neutra "desviada" dos eixos principais de inércia, é costume estudar as componentes em x e y do momento resultante separadamente [60, 1].

A interacção neste tipo de acção é tridimensional e apresenta-se de seguida na Figura 4.8.

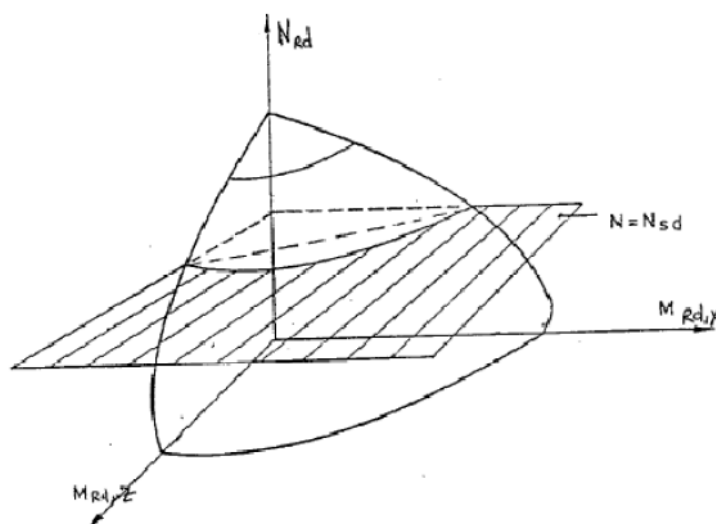


Figura 4.8: Interacção entre o esforço axial, momento em x e y [1].

Como mostra a figura, existe uma curva que relaciona os dois momentos para cada valor de esforço axial que se pretenda analisar. Como é possível observar, em regime de flexão desviada o valor de momento em x resistente diminui com o aumento do momento actuante em y, o que faz sentido uma vez que as armaduras e o betão estarão a ser solicitados às duas acções em simultâneo.

4.3.3 Definição das rotulas plásticas no SAP2000

O comportamento não linear das vigas-colunas no *software* SAP2000 pode ser efectuado de duas maneiras. Definindo manualmente a relação momento-rotação plástica através de rotulas com

comprimento nulo, considerando ou não a interacção PMM (esforço axial-momento desviado) ou através de ligações não lineares de plasticidade multi-linear. A segunda opção passa pela definição de uma relação momento-curvatura plástica da secção e um comprimento para a rótula plástica, que é proposta em vários trabalhos e códigos, que irá converter a curvatura plástica em rotação plástica. No que diz respeito à definição da relação momento-curvatura, e dependendo das características da estrutura e do tipo de análise, no *software* SAP2000 existem as seguintes possibilidades na definição das rotulas plásticas [7].

Multilinear uncoupled M2 or M3 Hinges

A relação momento-curvatura tanto pode ser definida de forma automática, com base nas recomendações da Caltrans ou Fema356, ou manualmente através da definição de cinco pontos principais para a mesma, sendo que por convenção o primeiro ponto representa o ponto de carga nula, o segundo e terceiro pontos são, respectivamente, o ponto de cedência e o ponto de carga ultima, o quarto e quinto pontos representam a rigidez residual e o ponto de colapso. Uma vez que o comportamento não linear do elemento é caracterizado independentemente em ambas as direcções 2-2(transversal) e 3-3(longitudinal), este tipo de modelos só deve ser utilizado em análises 2D. Por outro lado, uma vez que este modelo de rótula permite uma análise do comportamento cíclico do elemento, seleccionando modelos hysteréticos isotrópicos, *Kinematic*, *Takeda* ou *Pivot*, apesar de algumas instabilidades numéricas, pode ser adoptado para efectuar análises dinâmicas temporais em modelos 2D [7].

Multilinear interaction PM or PMM Hinges

A definição das rotulas com interacção de esforços é similar à anterior, com excepção na consideração do comportamento considerando flexão em ambos os eixos ortogonais, no caso das rotulas MM, e na interacção entre esforço axial e momento flector, no caso das rotulas PM. Para estas, o programa requer uma definição prévia dos diagramas da relação MM e PM para a secção transversal. Outro aspecto importante em relação às rotulas MM está relacionada com o numero de curvas da relação momento-curvatura que devem de ser definidas tendo em conta o tipo de secção. Portanto, no caso de simetria circular da secção de um pilar é necessário definir apenas uma curva, enquanto que para configurações assimétricas é recomendada a utilização de pelo menos três curvas (longitudinal, transversal e na direcção a 45°). A grande vantagem das rotulas PMM é o facto de estas poderem ser utilizadas para efeitos de análise *Pushover* em 3D, contudo, como as rotulas PM, estas não permitem a utilização de todos os tipos de modelos hysteréticos, logo, não devem de ser utilizadas no caso de análises dinâmicas não lineares [7].

Fiber PMM hinges

Este tipo de rotulas são utilizadas quando se pretende definir a interacção entre o esforço axial e a flexão desviada ao longo da *Frame*. As rotulas podem ser definidas manualmente, ou automaticamente para algumas secções, incluindo as definidas através do *Section Design*. Neste tipo de rotulas, para cada fibra da secção transversal, é utilizada a curva não linear da tensão-deformação longitudinal do material para definir a relação $\sigma_{11} - \varepsilon_{11}$. Através da soma do comportamento de todas as fibras multiplicado

pelo comprimento da rotula são obtidas a relação força axial-deformação e momento rotação nas duas direcções. A relação $\sigma_{11} - \varepsilon_{11}$ é sempre a mesma tanto no caso do material ser uniaxial, isotrópicos, ortotrópico ou anisotrópico. O comportamento ao corte não é considerado nas fibras, em vez disso, este é computarizado para a secção da *Frame* utilizando um modulo de distorção (G) linear. Este tipo de modelo não só é o mais completo e estável para análises não lineares, como também pode ser utilizado em qualquer situação (2D ou 3D, tanto para análise *Pushover* como análises dinâmicas) [7].

4.4 Elementos *Shell* de Betão Armado

As *Shell* são elementos do tipo área que são utilizados, geralmente, para modelar membranas, placas e lajes. Existe a possibilidade de ter uma *Shell* homogénea, composta por um só material, ou heterogénea, com vários materiais, a não linearidade material pode ser definida para este tipo de *Shell* [27]. A definição da *Shell* heterogénea está descrita com maior detalhe nos Anexos A e B.

Estes elementos são constituídos por três ou quatro nós, cuja formulação combina o comportamento de membrana e flexão de placa [27].

Os elementos *Shell* são normalmente utilizados para modelar alguns tipos de estruturas, que são enunciadas de seguida [27]:

- Sistemas de pisos;
- Sistemas de paredes;
- Pavimentos de pontes;
- Sistemas tri-dimensionais de *Shell*, como tanques e cúpulas;
- Modelos detalhados de vigas, pilares, tubos e outros sistemas estruturais.

De seguida é explicado com maior detalhe as duas definições possíveis para o tipo de secção dos elementos *Shell*.

4.4.1 Secção homogénea

As *Shell* com secção homogénea são normalmente utilizadas para efectuar análises lineares. Para definir correctamente a secção é necessário considerar os seguintes passos:

Espessura da secção

Para cada secção homogénea são definidas duas constantes, uma relativa à espessura de membrana e outra à espessura de flexão. A constante de espessura de membrana, é utilizada para o calculo da rigidez de membrana para as secções de casca e membrana puras e do volume do elemento para o calculo do seu peso próprio. Sendo que a constante de espessura de flexão é utilizada para calcular a rigidez de flexão da laje e rigidez de corte transversal para secções de casca e placa puras [27].

Regra geral estas duas espessuras são iguais, pelo que só é necessário definir a constante de espessura de membrana. Contudo, para certas aplicações pode existir a necessidade de modificar a rigidez da laje ou da membrana, para tal é possível definir valores diferentes para as constantes. Para um controle mais detalhado é melhor utilizar os modificadores de propriedades da secção[27].

Formulação da espessura

Existem dois tipos de formulação a utilizar, sendo possível então optar pela consideração, ou não, de deformação por corte no comportamento de flexão de um elemento tipo laje ou casca. As duas formulações existentes são[27]:

- A formulação de laje espessa (Mindlin-Reissner), que inclui os efeitos de deformação por corte.
- A formulação de laje fina (Kirchoff), que despreza os efeitos da deformação por corte.

A deformação por corte tende a ser importante quando a espessura da laje é maior que cerca de um décimo do comprimento da mesma. Este efeito pode ser importante em zonas de elevada concentração de tensões, como por exemplo em zonas de alteração da espessura da laje, condições de apoio, zonas de buracos ou cantos de reentrância[27].

Mesmo para problemas de lajes finas, onde os efeitos da deformação por corte têm um efeito realmente insignificante, a formulação de laje espessa tende a ser mais precisa que a formulação de laje fina. Mas a precisão da formulação de laje espessa é mais sensível a distorções na elaboração da malha[27].

A formulação da espessura não tem qualquer efeito no comportamento de membrana, só no comportamento à flexão de laje[27].

Material da secção

As propriedades do material, para cada secção, são atribuídas através da utilização de um material previamente definido pelo utilizador, sendo que a definição do material se encontra descrita nos Anexos A e B. O material poder ser uniaxial, isotrópicos ou ortotrópico. No caso de utilizar um material anisotrópico, serão utilizadas propriedades ortotrópicas. As propriedades do material utilizadas são [27]:

- Os módulos de elasticidade E_1 , E_2 e E_3

- Os módulos de distorção G_{12} , G_{13} e G_{23}
- Os coeficientes de Poisson ν_{12} , ν_{13} e ν_{23}
- Os coeficientes de expansão térmica α_1 e α_2
- A densidade de massa, M
- A densidade de peso, W

4.4.2 Secção heterogénea

De modo a estudar o comportamento não linear do material, quando a modelação é feita com recurso a elementos *Shell*, é necessário que este seja do tipo heterogéneo.

Nas *Shell* heterogéneas, o material é definido por camadas e pode ser considerada para cada camada que o comportamento do material pode ser linear ou não linear. Para cada camada é atribuído um material, o ângulo do material, e independentemente da relação tensão-deformação no plano seja linear, não linear ou inactivo(tensões nulas), estas relações incluem $\sigma_{11} - \varepsilon_{11}$, $\sigma_{22} - \varepsilon_{22}$ e $\sigma_{12} - \varepsilon_{12}$ [27].

Para materiais uniaxiais, tem-se sempre que $\sigma_{22} = 0$. Embora seja considerada rigidez ao corte, esta pode ser nula atribuindo a relação ao corte como inactiva [27].

Para todos os materiais a tensão normal transversal $\sigma_{33} = 0$. O comportamento ao corte na direcção transversal é sempre considerado linear [27].

Se todas as três relações no plano, para uma dada camada, forem atribuídas como lineares é utilizada a respectiva matriz de massa e rigidez, com o ajuste da condição que $\sigma_{33} = 0$. Os efeitos de Poisson são considerados, o que interliga as duas tensões principais [27].

Se alguma das relações no plano for atribuída como não linear ou inactiva, então as três relações são estudadas em separado de acordo com as seguintes regras [27]:

1. O Coeficiente de Poisson toma o valor de zero;
2. A relação tensão-deformação principal linear utiliza o modulo de elasticidade E ;
3. A relação tensão-deformação de corte linear utiliza o modulo de distorção G ;
4. A relação tensão-deformação principal não linear utiliza a formulação descrita em 4.2.1;
5. A relação tensão-deformação de corte não linear utiliza a formulação descrita em 4.2.1;
6. As relações tensão-deformação inactivas assumem que a tensão correspondente toma o valor de zero.

No caso dos materiais uniaxiais, em que se considera o valor de σ_{22} como sendo igual a zero é importante ter em mente que o comportamento tensão deformação é sempre definido, para cada camada, no sistema de coordenadas do material, que é especificado no ângulo do material para a respectiva camada [27].

Para estudar uma secção heterogénea, para um elemento *Shell*, é sempre utilizada uma formulação de laje espessa, em que é considerada a deformação devido aos efeitos por corte. Para definir correctamente este tipo de *Shell* é necessário ter em consideração os seguintes 8 parâmetros, como ilustrado na Figura 4.9 [27].

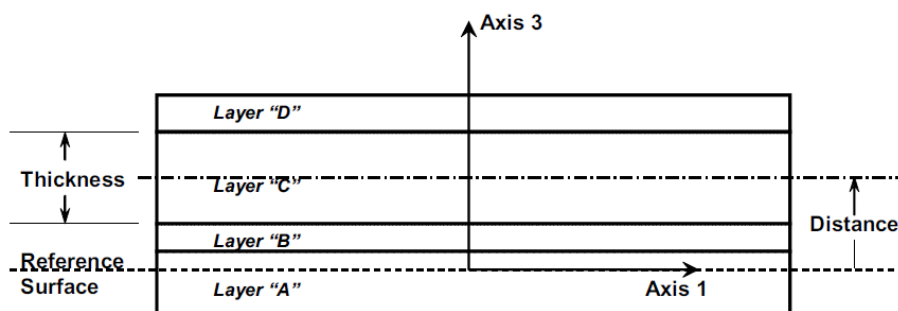


Figura 4.9: Ilustração de uma *Shell* com quatro camadas, mostrando os parâmetros da camada C [27].

- 1 Nome da camada

O nome da camada é arbitrário, mas deve de ser único na respectiva secção. Contudo, o mesmo nome pode ser utilizado em diferentes secções. Isto pode ser vantajoso pois os resultados podem ser mostrados em simultâneo, para diferentes secções, para o mesmo material.

- 2 Localização da camada

Cada camada é colocada na sua respectiva posição, através da especificação de uma distancia, a partir de uma superfície de referencia até ao centro da camada, medida na direcção positiva do eixo local 3 do elemento.

- 3 Espessura da camada

A espessura de cada camada é medida na direcção do eixo local 3 do elemento. Para modelar materiais de reforço ou fibras, é possível definir uma camada bastante fina com uma área equivalente.

- 4 Tipo de camada

No tipo de camada é possível escolher uma entre as três seguintes opções:

- Membrana: As extensões na camada (ε_{11} , ε_{22} , γ_{12}) são calculadas através dos deslocamentos no plano, as tensões na camada (σ_{11} , σ_{22} , σ_{12}) contribuem apenas para as forças no plano (F_{11} , F_{22} , F_{12}).
- Laje: As extensões na camada (ε_{11} , ε_{22} , γ_{12} , γ_{13} , γ_{23}) são calculadas através das rotações e dos deslocamentos transversais, as tensões na camada (σ_{11} , σ_{22} , σ_{12} , σ_{13} , σ_{23}) contribuem apenas para os momentos flectores e esforço transversal (M_{11} , M_{22} , M_{12} , V_{13} , V_{23}).
- Casca: Combina o comportamento de membrana e laje, em que as extensões da camada (ε_{11} , ε_{22} , γ_{12} , γ_{13} , γ_{23}) são calculadas tendo em conta todos os deslocamentos e rotações, as tensões na camada (σ_{11} , σ_{22} , σ_{12} , σ_{13} , σ_{23}) contribuem para todas as forças e momentos flectores (F_{11} , F_{22} , F_{12} , M_{11} , M_{22} , M_{12} , V_{13} , V_{23}).

Na grande maioria dos casos, deve ser utilizada a definição de comportamento de casca, sendo este o modelo utilizado na realização do estudo apresentado nesta dissertação.

A massa e o peso são apenas atribuídos às camadas definidas como membrana ou casca e não para as do tipo laje. Isto previne que os mesmos sejam considerados duas vezes quando são utilizadas camadas independentes de comportamento do tipo membrana e casca para o mesmo material.

- 5 Número de pontos de integração da camada

O comportamento do material é integrado a um numero finito de pontos na direcção da espessura da camada. É possível escolher desde 1 até 5 pontos de integração, sendo que a localização dos mesmos segue processos de integração de Gauss.

Para uma camada de material linear, um ponto é adequado para representar o comportamento de membrana e dois pontos para capturar tanto o comportamento de membrana como o de laje. Se existirem várias camadas, pode utilizar-se apenas um ponto para as mais finas.

O estudo do comportamento não linear pode exigir a utilização de mais pontos ou de mais camadas, de modo a capturar a plastificação junto das superfícies de extremidade. A utilização de um numero excessivo de pontos provoca o aumento do tempo de análise.

- 6 Material da camada

As propriedades do material, para cada camada, são atribuídas através da pré-definição do mesmo. O material pode ser uniaxial, isotrópico, ou ortotrópico, no caso de se utilizar um material anisotrópico serão utilizadas propriedades ortotrópicas. O comportamento do material depende das componentes escolhidas para a camada, como será descrito no ponto 8 abaixo.

- 7 Ângulo do material da camada

Para materiais com características uniaxiais ou ortotrópicas, os eixos do material podem ser rodados em relação aos eixos locais do elemento. Cada camada de material pode ter uma direcção diferente das restantes. No exemplo da modelação de uma laje, os varões podem ser colocados como activos nas tensões σ_{11} e inactivas nas restantes direcções, sendo depois atribuído um ângulo para que estas estejam a actuar na direcção em que se encontram dispostas.

- 8 Comportamento do material

Para cada uma das componentes das tensões de membrana (σ_{11} , σ_{22} , σ_{12}) é possível escolher se o comportamento é linear, não linear ou inactivo. Para um material com comportamento uniaxial, apenas as duas componentes (σ_{11} , σ_{12}) uma vez que σ_{22} é sempre igual a zero. As componentes do material são definidas no sistema local de coordenadas do mesmo, que depende do ângulo do material que pode ser diferente em todas as camadas.

Se todas as componentes forem lineares, duas no caso de um material uniaxial, então são utilizadas as matrizes lineares. No caso de uma das três componentes ser não linear então, todas as componentes lineares utilizam uma lei tensão-deformação linear isotrópica, todas as componentes não lineares utilizam uma relação tensão-deformação não linear e todas as componentes inactivas assumem tensões nulas. As componentes são estudadas em separado e o coeficiente de Poisson é considerado nulo. O comportamento é resumido na Tabela seguinte:

Tabela 4.1: Comportamento do material [27].

Componente	Linear	Não linear	Inactivo
σ_{11}	$\sigma_{11} = E_1 \varepsilon_{11}$	Formulação apresentada em 4.2.1 (Tracção Compressão)	$\sigma_{11} = 0$
σ_{22}	$\sigma_{22} = E_1 \varepsilon_{22}$	Formulação apresentada em 4.2.1 (Tracção Compressão)	$\sigma_{22} = 0$
σ_{12}	$\sigma_{12} = E_1 \varepsilon_{11}$	Formulação apresentada em 4.2.1 (Corte)	$\sigma_{12} = 0$

É de notar que a equação linear do σ_{12} é para um material isotrópico com um coeficiente de Poisson igual a zero. Para materiais uniaxiais, σ_{22} é igual a zero e o valor de σ_{12} toma metade do valor do referido na Tabela 4.1.

O comportamento na direcção transversal é sempre linear, e são controlados pelas respectivas componentes de momento. Para uma camada do tipo membrana, as tensões transversais de corte (σ_{13} , σ_{23}) são sempre nulas. Para uma camada do laje ou casca temos:

- $\sigma_{13} = 0$ se o σ_{11} estiver inactivo, caso não esteja temos $\sigma_{13} = G_{13} \gamma_{13}$;
- $\sigma_{23} = 0$ se o σ_{22} estiver inactivo, caso não esteja temos $\sigma_{23} = G_{23} \gamma_{23}$;

Ao serem seguidos os passos indicados anteriormente, a secção da *Shell* heterogénea está definida, com as diferentes camadas de materiais colocadas nas respectivas posições. Embora a secção esteja definida existem mais dois assuntos que necessitam de ser compreendidos, e que se apresentam de seguida:

Interacção entre camadas

As camadas são definidas de forma independente, e podem estar sobrepostas ou existir espaços entre elas, cabendo ao utilizador a opção de escolher o mais apropriado.

Cada camada é analisada como uma shell isolada, com um esforço axial e momento flector resistente individual. No final as camadas são sobrepostas e os esforços são somados, de maneira a se obter o esforço axial e momento flector resistente final. Dando como exemplo a definição da secção de uma laje de betão armado, é possível definir uma camada com a espessura total de betão e quatro camadas para representar as armaduras (duas no topo com um ângulo de 90° entre elas e duas na face inferior com a mesma configuração). Essas camadas de armadura são bastante finas, utilizando uma espessura equivalente para representar a área de armadura existente. Como as camadas de armadura são tão finas não existe nenhum problema associado ao factor de as camadas estarem sobrepostas à camada de betão, pois a quantidade a mais de betão que se obtém devido a esta simplificação é muito reduzido.

As camadas encontram-se cinematicamente ligadas devido à formulação de Mindlin-Reissner, em que se assume que as secções que se encontram planas permanecem planas após flectirem.

Interacção no plano

O comportamento Força-deslocamento é calculado através da integração da resposta tensão-deformação ao longo da espessura das camadas ao longo do plano 1-2 da secção. É possível especificar o numero de pontos de integrações pretendidos, como descrito anteriormente no ponto 5.

Para cada zona, a integração no plano é feita por um modelo 2×2 pontos de Gauss. Os valores obtidos para as tensões na secção são interpolados ou extrapolados e não representam o verdadeiro valor das tensões não lineares. Por esta razão, na zona dos apoios, as tensões podem parecer exceder o valor da tensão de rotura.

Capítulo 5

Resultados Numéricos

5.1 Objectivos

O objectivo deste capítulo prende-se na apresentação dos problemas práticos abordados no âmbito da presente dissertação bem como os resultados obtidos.

Para tal, são efectuadas, recorrendo ao programa de cálculo automático SAP2000, análises *Pushover* aos vários modelos em estudo. Desta forma, pretende-se provar que existem diferenças nos resultados obtidos entre os modelos em que as paredes estruturais são modeladas com recurso a elementos *Frame* e os modelos em que a modelação é feita com recurso a elementos *Shell*.

Após obtenção da respectiva curva de capacidade do modelo em estudo é aplicado o Método N2 de modo a calcular o deslocamento objectivo. Sendo os resultados obtidos com os elementos *Frame* novamente comparados com os resultados obtidos com a modelação através de elementos *Shell*.

Pretende-se assim efectuar uma comparação numérica entre os elementos *Frame* e *Shell* e compreender as vantagens e desvantagens da utilização dos elementos *Shell* neste tipo de análise.

5.2 Coluna em Consola Rectangular

Este exemplo tem como principal objectivo a análise dos resultados obtidos com os elementos *Shell* e validar os mesmo, através da comparação com resultados obtidos com recurso a elementos *Frame* para modelar a mesma estrutura.

5.2.1 Dados

- Geometria

5.2. COLUNA EM CONSOLA RECTANGULAR

A parede rectangular é constituída por betão armado, tem 4 metros de altura e a sua secção transversal é de 0.2×1 metros. O seu sistema de apoio é encastrado-livre, sendo encastrada na base e livre no topo. A sua geometria pode ser observada na Figura 5.1.

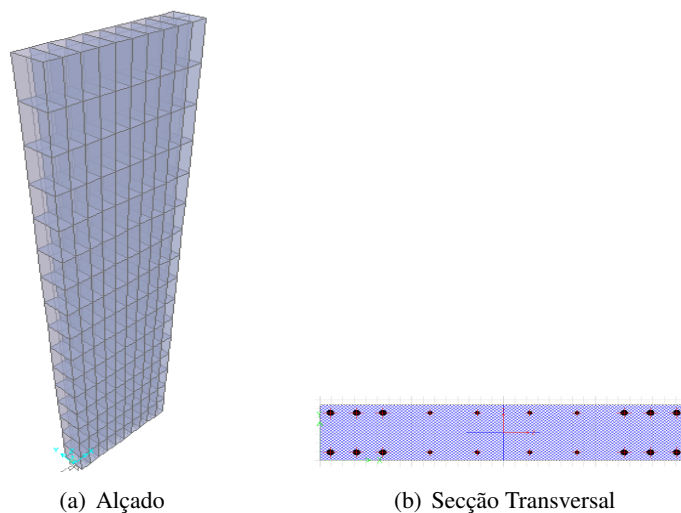


Figura 5.1: Geometria da parede rectangular.

Existem dois pilares fictícios, com uma maior densidade de armaduras, e uma zona corrente com menor área de armaduras. As armaduras são dispostas desta forma de modo a terem uma maior altura útil no cálculo do momento flector resistente. Os pilares fictícios têm 0.2 metros de comprimento e são constituídos por $6\phi 20$ e a zona corrente dispõe de $8\phi 12$, distribuídos ao longo dos seus 0.6 metros de comprimento.

Uma vez definidas as características geométricas, é necessário proceder à modelação da estrutura. Existem diferenças bastante significativas na definição da secção transversal quando se utiliza elementos do tipo *Frame* ou do tipo *Shell*. A definição da secção transversal é apresentada no Anexo A e Anexo B, respectivamente. Essas diferenças são de notar na própria malha de elementos finitos gerada como é visível na Figura 5.2.

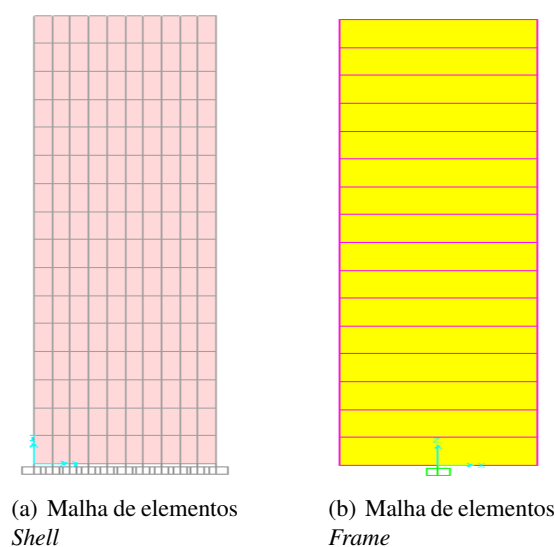


Figura 5.2: Malhas de elementos finitos para o exemplo da parede rectangular.

As malhas são diferentes nas *Shell* e nas *Frame* por uma razão, nos elementos *Frame* a armadura é introduzida na sua respectiva posição aquando da definição da secção transversal enquanto, que nos elementos *Shell* existe a necessidade de definir dois elementos diferentes. Na zona corrente da parede, com menos armadura, são colocados elementos com pouca densidade de armaduras, na zona dos pilares fictícios são colocados elementos com maior densidade de armaduras. É necessário efectuar esta distinção de modo a traduzir a maior quantidade de armadura existente nos pilares fictícios que na zona corrente da parede.

- Materiais

Como referido anteriormente, a parede é constituída por betão armado. Desta forma, é necessário definir as características mecânicas dos dois materiais, aço e betão. Para o tipo de análise que se pretende fazer (estática não linear) é importante não esquecer que é necessário ter em consideração o comportamento não linear dos materiais na modelação dos mesmos.

No *software* SAP2000 é possível ter em consideração o comportamento não-linear dos materiais, sendo que o procedimento para uma correcta definição dos materiais encontra-se descrito nos Anexos A e B.

5.2. COLUNA EM CONSOLA RECTANGULAR

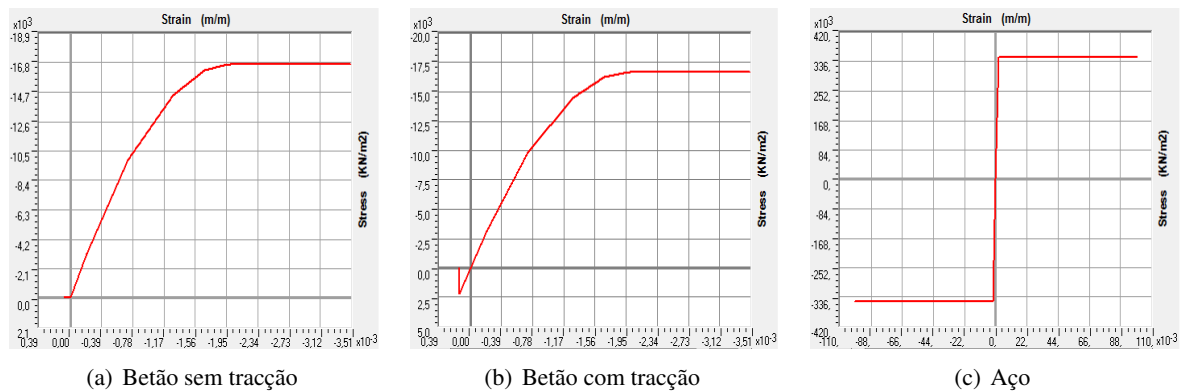


Figura 5.3: Gráfico tensão-deformação dos Materiais.

O betão é do tipo C20/25 e o aço é do tipo A400 NR. Ambas as curvas tensão deformação, apresentadas na Figura 5.3, foram definidas de acordo com as normativas preconizadas pelo EC8, bem como as indicações presentes nos manuais da FIB [20, 18].

Tabela 5.1: Características dos materiais: Betão

Betão				
E [GPa]	ε_c [%]	ε_u [%]	f_{cd} [kPa]	f_{ctm} [kPa]
31	0.2	0.35	16667	2200

Tabela 5.2: Características dos materiais: Aço

Aço			
E [GPa]	ε_s [%]	ε_u [%]	f_{yd} [kPa]
200	0.2	10	348000

Para o betão, não foi considerado o amolecimento (perda de tensão com o aumento da deformação) do mesmo quando a resposta está em regime plástico. Este fenómeno implicaria um troço do gráfico tensão-deformação com declive negativo, o que após testado no *software* SAP2000 demonstrou que cria instabilidade de cálculo e, assim, impossibilita a convergência do resultado.

Em relação à resistência à tracção do betão, os valores para o f_{ctm} bem como da extensão ultima foram obtidos de acordo com o indicado no EC8. O betão ao ser da classe C20/25, o valor de f_{ck} toma o valor de 25MPa, segundo o EC8 o valor de f_{ctm} é dado pela seguinte expressão:

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (5.1)$$

A extensão última à tração do betão é definida de acordo com o definido no EC8. É utilizada o modo de elasticidade secante, e uma vez conhecida a tensão de rotura à tração é calculada a respectiva extensão.

O aço é definido com um modelo simples, elástico-perfeitamente plástico, que não considera o seu endurecimento. É utilizado este modelo simples, uma vez que o pretendido com esta análise é apenas identificar as diferenças numéricas entre as *Shell* e as *Frame*. Embora essas diferenças pudessem ser mais evidenciadas considerando o endurecimento, o mesmo poderia sobrecarregar o programa e aumentar o tempo de cálculo.

5.2.2 Análise *Pushover*

- Modelação

Após modelar a estrutura, é necessário definir o tipo de carregamento que se pretende aplicar à mesma. O modo correcto de definir a carga para efectuar uma análise *Pushover* encontra-se descrito nos Anexos A e B.

É importante referir que, a modelação dos elementos *Shell* é bastante mais simples que a dos elementos *Frame*, isto deve-se ao facto de nas *Shell* existirem muito menos parâmetros mecânicos a definir do que nas *Frame*. Um dos parâmetros que é mais propício a erro é a definição das rótulas plásticas nas *Frame*, que não necessitam de ser definidas nas *Shell*. É possível observar em alguns cursos de formação (como é o caso do FunDEC [3]) que existem várias formas de definir as mesmas e que podem surgir erros na sua modelação com alguma facilidade. A definição das rótulas plásticas para os casos em estudo nesta dissertação encontram-se descritos no Anexo A.

Para submeter a estrutura a uma análise *Pushover*, inicialmente é utilizado um carregamento uniforme e posteriormente é feita a mesma análise mas com recurso a uma distribuição modal das cargas. Para o carregamento modal, é utilizado o modo de vibração com maior participação segundo a direcção em estudo, uma vez que no caso de ocorrer um sismo este será o mais condicionante para a resposta da estrutura.

Ao efectuar a análise *Pushover* é obtida a curva de capacidade da estrutura. Neste caso há três curvas para os elementos *Frame*, cada uma correspondente a um tipo de rótula plástica, e uma curva para os elementos *Shell* para cada tipo de carregamento.

Para os elementos *Frame*, existe então uma curva referente à relação momento-curvatura da secção, outra curva em função da relação momento-rotação e por fim a definição Auto-Caltran Flexural Hinge, que utiliza uma relação bi-linear do momento-curvatura sem rigidez pós cedência.

Este tipo de rótulas são definidas no Capítulo 4 como rótulas do tipo PM. Este foi o tipo de rótulas escolhido para esta análise pela sua simples aplicação. As rótulas do tipo PMM não foram utilizadas porque têm muitos problemas no cálculo, como será demonstrado no exemplo do piso não simétrico. As *Fiber Hinges* não foram utilizadas devido à sua complexidade, pelo que seria mais difícil de implementar este tipo de rótulas no cálculo corrente num gabinete de projecto.

Foi efectuada uma análise paramétrica de modo a testar a sensibilidade dos modelos à alteração das características dos materiais, alterando a classe do betão e a quantidade de armadura. No caso do betão

foi alterado o valor de f_{cd} de modo a simular a mudança da classe de resistência, enquanto que para o aço foi alterada a percentagem de armadura na secção. A análise paramétrica encontra-se descrita no Anexo C.

- Apresentação dos Resultados

Em seguida, na Figura 5.4, Figura 5.5 e Figura 5.6, são apresentados os resultados obtidos através das análises *Pushover* efectuadas à parede rectangular para as características do betão e do aço apresentadas na Tabela 5.1 e Tabela 5.2. Os resultados referentes à análise paramétrica são apresentados no Anexo C.

O estudo numérico, neste exemplo, será feito apenas na direcção paralela à maior dimensão da secção transversal, uma vez que é a direcção com maior rigidez e em caso real a parede seria disposta desta forma de modo a resistir à acção.

No que se refere à aplicação da carga modal, foi utilizado o 2º modo de vibração para este efeito.

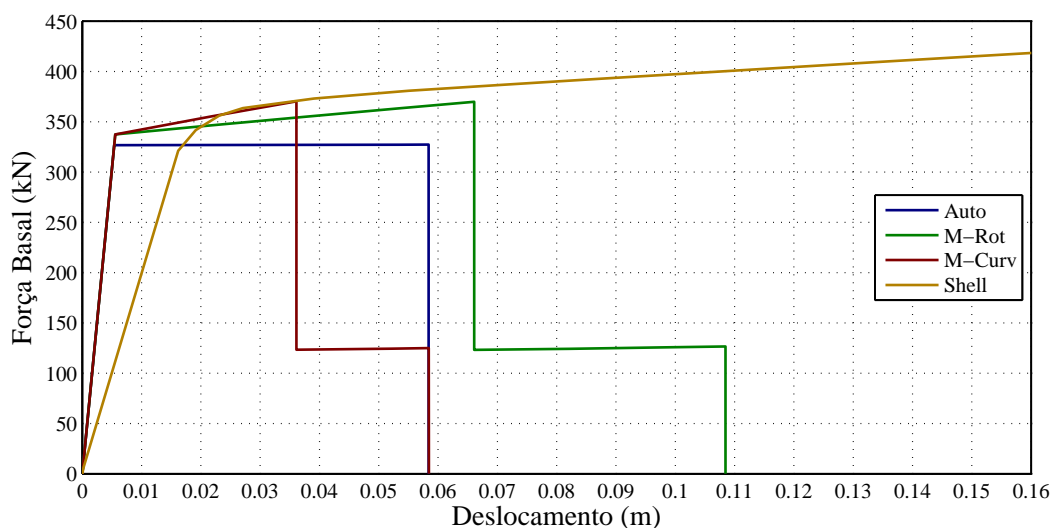


Figura 5.4: Carregamento Uniforme

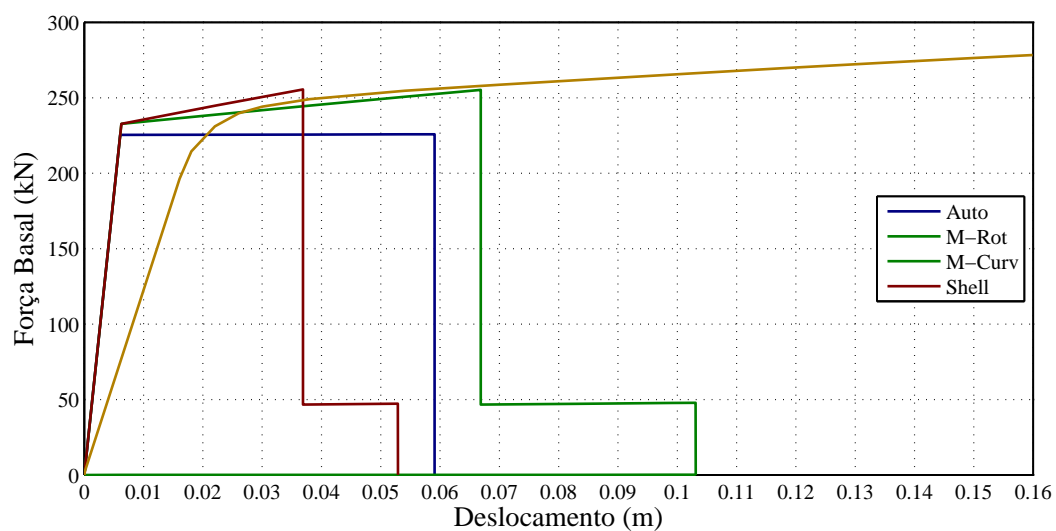


Figura 5.5: Carregamento Modal

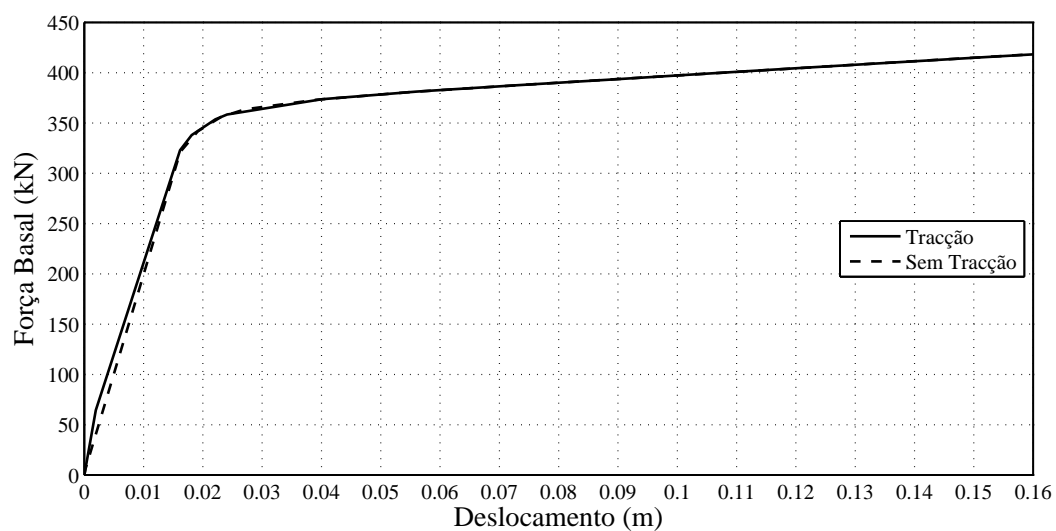


Figura 5.6: Betão à tracção

- Discussão dos Resultados

Para os elementos *Shell*, de modo a verificar a plastificação dos materiais, foi analisado a cada passo de cálculo o estado de tensões, como é ilustrado de seguida.

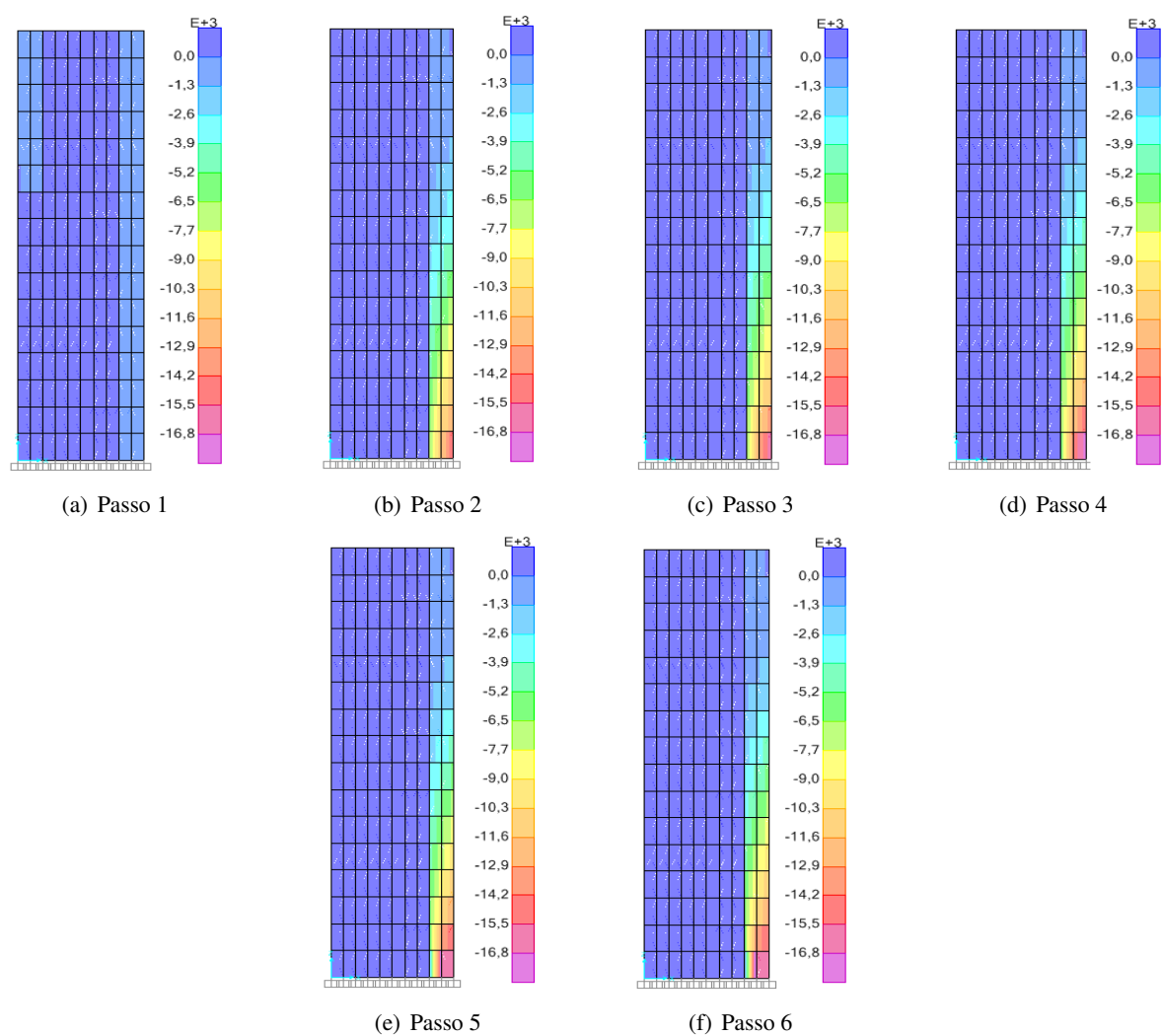


Figura 5.7: Evolução das tensões no betão ao longo da análise *Pushover*.

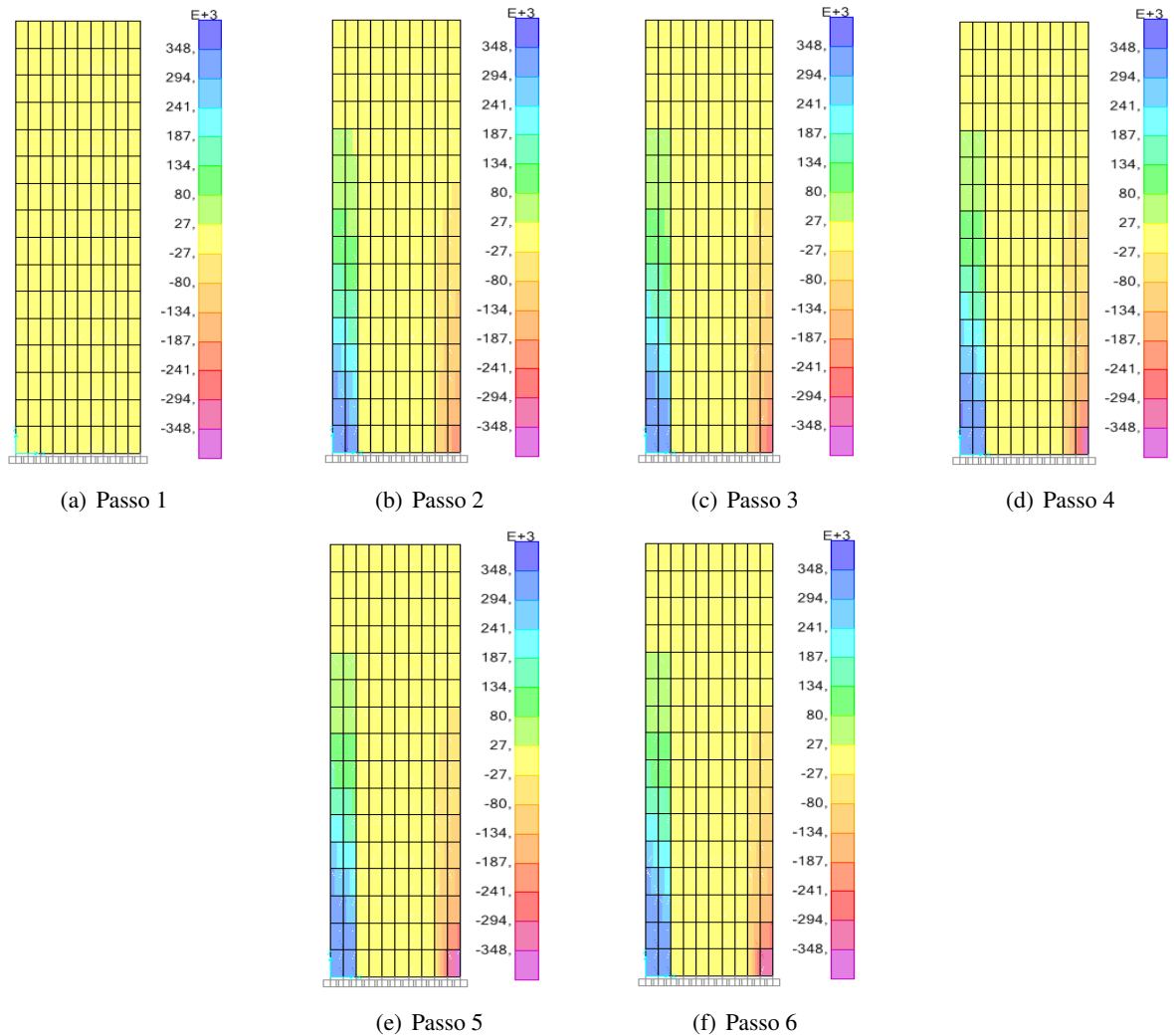


Figura 5.8: Evolução das tensões no aço ao longo da análise *Pushover*.

Sendo as tensões referentes às tensões na direcção 2 e estas estão apresentadas em kPa. O mesmo se aplica a todos os campos de tensões apresentados nas discussões dos resultados de todos os exemplos.

Através da análise da distribuição de tensões, nos elementos *Shell*, a cada passo de carga é possível observar que são respeitados os valores das tensões máximas admissíveis para cada material, desta forma é possível validar os resultados obtidos com a utilização deste tipo de elementos.

A partir da análise das curvas de capacidade obtidas, é possível observar uma das limitações existentes na análise nos elementos do tipo *Shell*, nunca se atinge o ponto de rotura. Desta forma houve a necessidade de adoptar um critério de rotura. Foi considerado que o colapso da estrutura ocorre no passo seguinte ao que ambos os materiais atingem a tensão de rotura (Figura 5.9). Embora desta forma seja possível fazer uma análise comparativa entre os resultados dos elementos *Frame* e *Shell*, é importante referir que este critério de rotura é conservativo, uma vez que desta forma não se tira partido da plastificação do material na totalidade.

A limitação referida aos elementos *Shell* existe devido ao modo como o betão foi modelado, com comportamento plástico perfeito após a cedência, se fosse considerado o amolecimento do mesmo a curva de capacidade teria um formato diferente. Embora a consideração do amolecimento fosse uma vantagem, como foi referido anteriormente, o mesmo induz instabilidade numérica no programa utilizado para a análise impossibilitando a convergência.

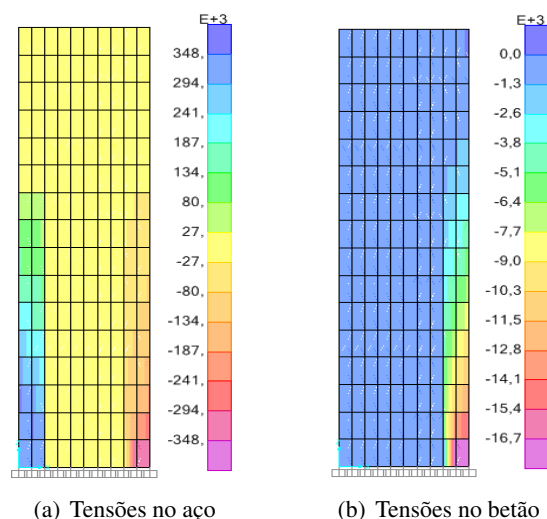


Figura 5.9: Estado de tensões na parede.

É possível observar que o aço atinge tensões de tracção e de compressão enquanto o betão apenas atinge tensões de compressão, sendo as de tracção nulas. Esta observação é importante para perceber que os materiais se comportam como pretendido.

Outro resultado que é possível observar, e que valida os resultados obtidos nos elementos *Shell*, é o facto de duas das curvas dos elementos *Frame* apresentam rigidez pós cedência igual à da *Shell*. Ainda comparando os resultados, é possível observar que os elementos *Frame* apresentam maior rigidez na fase elástica que as *Shell*, uma vez que nos primeiros é considerada a rigidez da secção não fendilhada e no segundo é utilizada a rigidez fendilhada.

É possível observar que para o caso do carregamento modal (Figura 5.5) o valor da força basal é menor que o caso do carregamento uniforme (Figura 5.4). Isto acontece uma vez que o primeiro modo em cada direcção, modo condicionante para a análise, tem deslocamentos crescentes em função da altura, ou seja, a força aplicada aumenta com a altura. Desta forma, a mesma força resultante provoca momentos maiores na base para este tipo de carregamento, atingindo-se assim o momento de rotura para uma menor força basal.

Ao analisar a Figura 5.4 e a Figura 5.5, é possível distinguir a diferença da transição de comportamento elástico para plástico da estrutura. Nos elementos *Frame* a transição é feita apenas num ponto enquanto que nos elementos *Shell* é possível observar a transição gradual ao longo de uma curva. Isto ocorre porque a *Shell* tem maior sensibilidade à plastificação gradual da secção.

Quando o betão é definido com capacidade resistente á tracção, nos elementos *Frame* o resultado não altera enquanto que nos elementos *Shell* é possível observar a transição da Fase 1 (secção não fendilhada) para a Fase 2 (secção fendilhada) (Figura5.6). Este efeito é mais visível quanto maior a classe do betão.

Como é possível observar, diferentes tipos de definição das rotulas plásticas nos elementos *Frame* têm praticamente o mesmo comportamento na fase elástica. Em relação ao comportamento após cedência, este difere nos três casos.

Neste trabalho foram definidos 3 tipos de rotulas plásticas, e cada definição traduz uma curva de capacidade diferente. Uma das diferenças que é facilmente observável é o facto de a curva referente à rótula Auto não tem rigidez pós cedência e as restantes têm. Em relação às 3, é possível verificar que a rótula M-Rot é a que tem maior ductilidade. Outro dado retirado da análise dos gráficos é o facto de a rótula M-Curv e a Auto apresentarem o mesmo deslocamento na rotura.

5.2.3 Aplicação do Método N2

Para efectuar uma análise do desempenho sísmico da estrutura é possível aplicar o método N2, que se encontra descrito na presente dissertação no capítulo 3. Uma vez que os resultados pretendidos são apenas para comparar as diferenças existentes na aplicação do método tendo em conta o tipo de elemento utilizado na modelação da estrutura, o método é aplicado apenas para o caso do carregamento uniforme e para a classe de materiais sem efeito da análise paramétrica.

De seguida, é demonstrada a aplicação do método para o caso da modelação com recurso a elementos do tipo *Shell*. Para efeitos de calculo, é considerada uma massa de 100 toneladas ao nível de cada metro da parede.

- 1. Modelação

A modelação efectuada no programa de cálculo automático SAP2000, foi elaborada tendo em conta o comportamento não linear dos elementos que constituem a estrutura. Assim, estão satisfeitas as condições de aplicação do Método N2.

- 2. Espectro de resposta formato ADRS

É necessário definir o espectro de resposta no formato ADRS. O espectro utilizado é o de Lisboa, tendo este sido definido de acordo com o EC8. De modo a efectuar essa transformação é necessário obter os deslocamentos espectrais em função do período e da aceleração espectral. Para tal, aplica-se a equação 3.1, sendo que o espectro em formato ADRS está representado graficamente na Figura5.10.

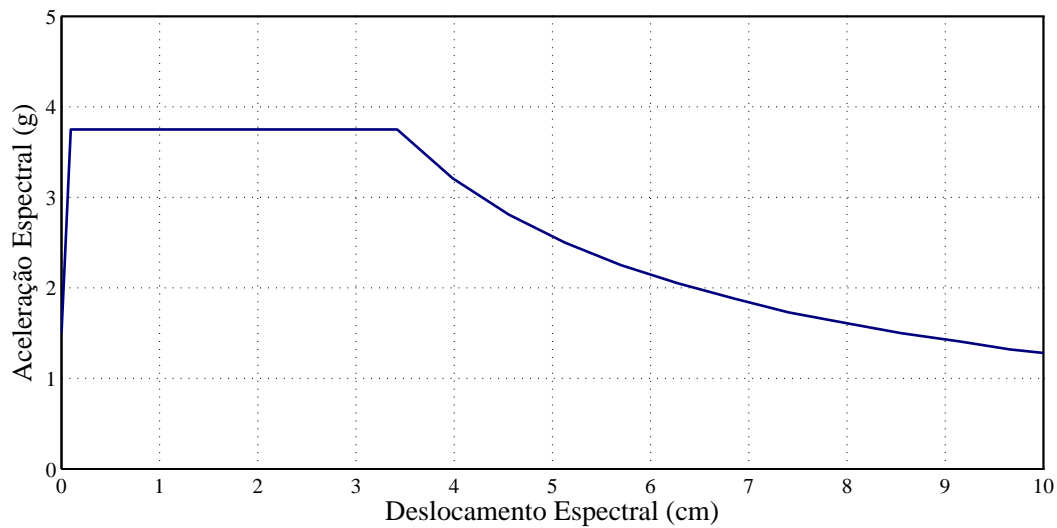


Figura 5.10: Espectro de resposta formato ADRS

- 3. Análise *Pushover*

A análise *Pushover* foi efectuada com recurso ao programa de calculo automático SAP2000. Com a utilização do mesmo foi possível obter a curva de capacidade da estrutura, apresentada no presente capítulo na secção 5.2.2, e, também, o vector próprio do modo de vibração condicionante para a análise. O vector utilizado para efeitos de cálculo é normalizado, sendo o seu processo de normalização explicado de seguida.

$$\Phi = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.146 \\ 0.472 \\ 0.887 \\ 1.322 \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

Para normalizar o vector próprio é feita a divisão de todos os valores pela última coordenada do vector. Após efectuar este processo, o vector fica com a seguinte configuração:

$$\Phi = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.110 \\ 0.357 \\ 0.671 \\ 1 \end{bmatrix} \quad (5.3)$$

- 4. Sistema equivalente com 1 grau de liberdade

Tendo em conta que o método N2 é um método que recorre a uma análise por espectro de resposta, é necessário transformar o sistema real num sistema com 1 grau de liberdade. O processo é gráfico e é apresentado na Figura 5.11, estando a tracejada representada a curva de capacidade do sistema equivalente com 1 grau de liberdade.

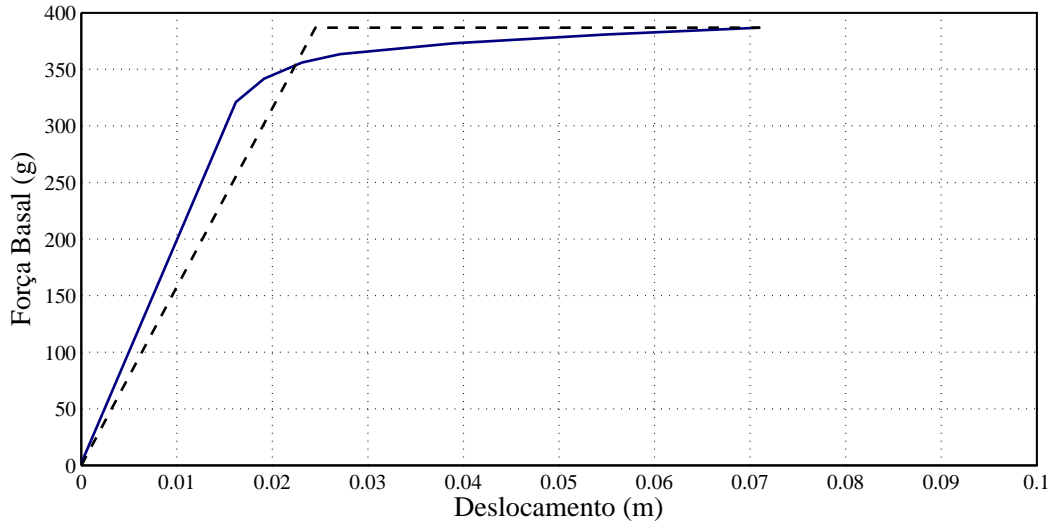


Figura 5.11: Gráfico com as duas Curvas de Capacidade

Os valores de F_y^* e de D_y^* , são definidos de forma a que a energia de deformação do sistema com 1 grau de liberdade equivalente seja igual à do sistema com n graus de liberdade. Não esquecer que os valores anteriores (F_y^* e D_y^*) necessitam de ser afectados pelo factor de transformação (Γ). O sistema equivalente é definido de forma a não ter rigidez pós cedência, ou seja, o valor de força no ponto de cedência é igual à força no colapso.

É ainda necessário, neste passo, calcular o factor de transformação Γ . Para tal, é aplicada a equação 3.6:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{641.5}{\sum m_i \Phi_i^2} = 1.35 \quad (5.4)$$

- 5. Desempenho sísmico do sistema equivalente com 1 grau de liberdade

Após transformar o sistema de n graus de liberdade num sistema com 1 grau de liberdade equivalente e de obter os valores de F_y^* e de D_y^* , é possível calcular o período do sistema equivalente (Equação 3.9):

$$T^* = 0.75 [s] \quad (5.5)$$

São, agora, calculados os valores da aceleração espectral e do deslocamento espectral em função do período T^* :

$$S_{ae}(T^*) = 3.08 [g] \quad (5.6)$$

$$S_{de} = 4.17 [cm] \quad (5.7)$$

Uma vez calculado o período do sistema equivalente, este é comparado com o valor de T_c . Deste modo, é possível compreender qual é o tipo de resposta dinâmica da estrutura. Este passo é necessário para proceder ao cálculo do deslocamento espectral.

Tendo em conta que o valor do período T^* é superior ao valor de T_c , o valor do deslocamento objectivo para o sistema equivalente é de:

$$dt^* = S_{de} = 4.17 [cm] \quad (5.8)$$

Para uma melhor compreensão dos cálculos efectuados, apresenta-se, na Figura 5.12, a resolução gráfica do problema:

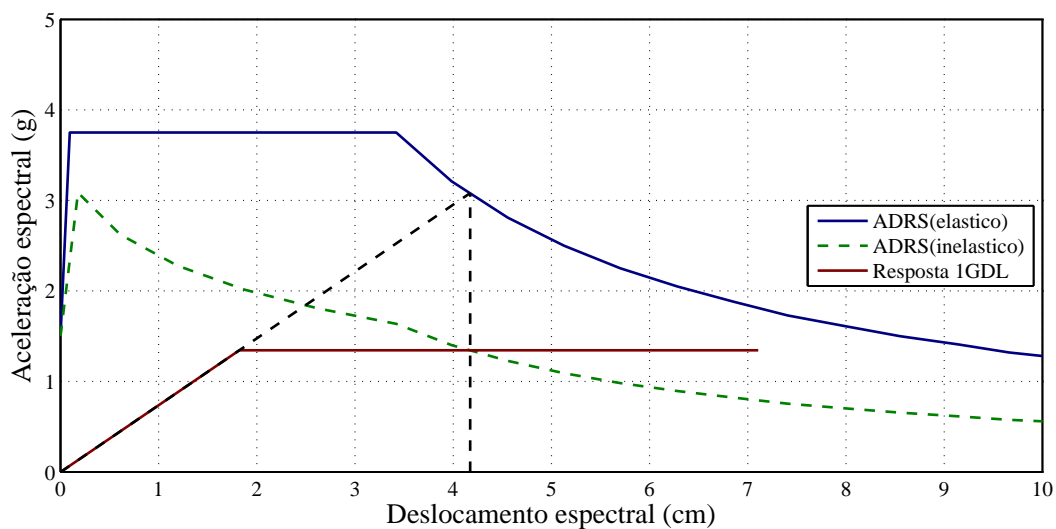


Figura 5.12: Resolução Gráfica do método N2

A resposta estrutural é transformada para o formato ADRS (a vermelho), de modo a que seja possível sobrepor a mesma com o espectro de resposta, para tal basta aplicar a equação 3.10.

A recta a tracejado, cujo declive é idêntico ao período T^* , serve para intersectar o espectro elástico e obter desta forma o correspondente deslocamento espectral.

Com o cálculo do factor de ductilidade (μ) é possível definir o espectro de resposta associado ao mesmo, aplicando a equação 3.3. O espectro inelástico apresenta-se representado na curva a verde.

É possível observar o ponto de intersecção entre o espectro inelástico e a resposta da estrutura no formato ADRS. Este ponto representa o deslocamento até ao qual a estrutura necessita de deformar quando solicitada à acção sísmica em estudo (deslocamento objectivo).

- 6. Desempenho sísmico do sistema com n grau de liberdade

Uma vez calculado o deslocamento objectivo do sistema equivalente, o deslocamento objectivo do sistema real é calculado através da equação 3.16.

$$Dt = \Gamma d_t^* = 5.61[cm] \quad (5.9)$$

Na Tabela 5.3 apresenta-se os deslocamentos objectivo para as diferentes modelações abordadas.

Tabela 5.3: Deslocamento objectivo Parede Rectangular

Tipo de modelação	Deslocamento objectivo [cm]
Shell	5.61
Frame (Auto)	2.63
Frame (M-Rot)	3.75
Frame (M-Curv)	3.23

É possível observar que os elementos *Shell* são os que apresentam maior valor para o deslocamento objectivo, e que os modelos *Frame* com definição das rotulas Auto apresentam o menor deslocamento objectivo.

De acordo com as resoluções gráficas, que podem ser consultadas na Anexo D, o maior ou menor valor obtido para o deslocamento objectivo não traduz uma maior ou menor ductilidade. No caso da modelação com elementos *Shell*, o deslocamento objectivo tem maior valor que as restantes, no entanto o factor de ductilidade (μ) é o que tem menor valor.

Um dado importante é o facto de todos os elementos *Frame* apresentarem menor deslocamento que as *Shell*. Este resultado traduz o que já foi referido anteriormente, que é o facto de os elementos *Frame* apresentarem maior rigidez que as *Shell*.

Estes resultados mostram mais uma vez que a definição as rotulas com a relação M-Rot traduzem uma maior ductilidade da estrutura em comparação com a definição da rotula com a relação M-Curv, uma vez que a primeira tem maior deslocamento que a segunda.

5.3 Coluna em Consola em L

Neste exemplo o principal objectivo é observar os resultados obtidos com os elementos *Shell* para estruturas não simétricas e compreender as diferenças nos resultados quando a estrutura é modelada com elementos do tipo *Shell* ou do tipo *Frame*.

5.3.1 Dados

- Geometria

A parede tem 4 metros de altura, a sua secção transversal é em forma de L de 1×1 metros e espessura de 0.2 metros. A parede é encastrada na base e livre no topo.

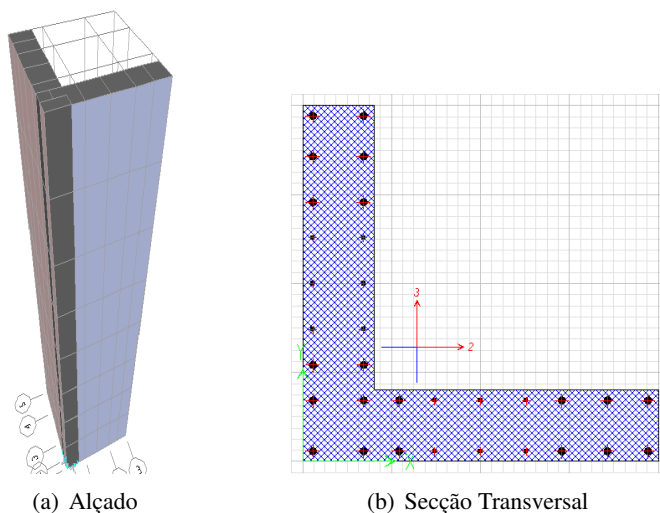


Figura 5.13: Geometria da parede rectangular.

Existem dois pilares fictícios nas extremidades com 0.3 metros de comprimento e um pilar fictício no encontro das duas faces da parede com 0.3 metros de comprimento para o interior de cada face. Os pilares extremos são constituídos por $6\phi 20$ e o interior por $8\phi 20$. Existem duas zonas correntes, entre os pilares fictícios, cada uma com $6\phi 12$ distribuídos ao longo dos 0.4 metros.

De forma análoga ao exemplo da parede Rectangular, as malhas para os elementos *Frame* e para os elementos *Shell* são diferentes. As malhas apresentam-se na Figura 5.14:

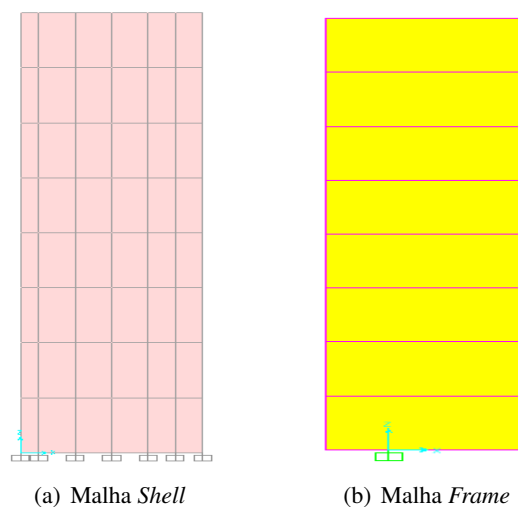


Figura 5.14: Malhas de elementos finitos para o exemplo da parede em L.

- Materiais

Neste exemplo, os materiais são definidos de forma idêntica ao que se encontra definido no presente capítulo na secção 5.2.1.

5.3.2 Análise *Pushover*

- Modelação

A análise *Pushover* é efectuada com recurso ao *software* SAP2000. Como foi referido no exemplo 5.2, existe a preocupação em saber que tipo de carga deve ser aplicada à estrutura, bem como definir correctamente todos os parâmetros que regem o comportamento não linear da estrutura. A definição da carga e o modo de aplicação da mesma, bem como a definição dos parâmetros referidos anteriormente, encontram-se descritos nos Anexos A e B.

Neste exemplo é efectuada a mesma análise paramétrica que se encontra descrita no presente capítulo na secção 5.2

- Apresentação dos resultados

Em seguida são apresentados os resultados obtidos através das análises *Pushover* efectuadas à parede em L. Os resultados apresentados são apenas para as características do betão e do aço apresentadas anteriormente nas Tabelas 5.1 e 5.2. Os resultados referentes à análise paramétrica são apresentados no Anexo C.

A parede foi analisada apenas numa das direcções uma vez que, devido à sua configuração, o resultado é igual em ambas as direcções.

No caso do carregamento modal, é utilizado o 1º modo de vibração para este efeito.

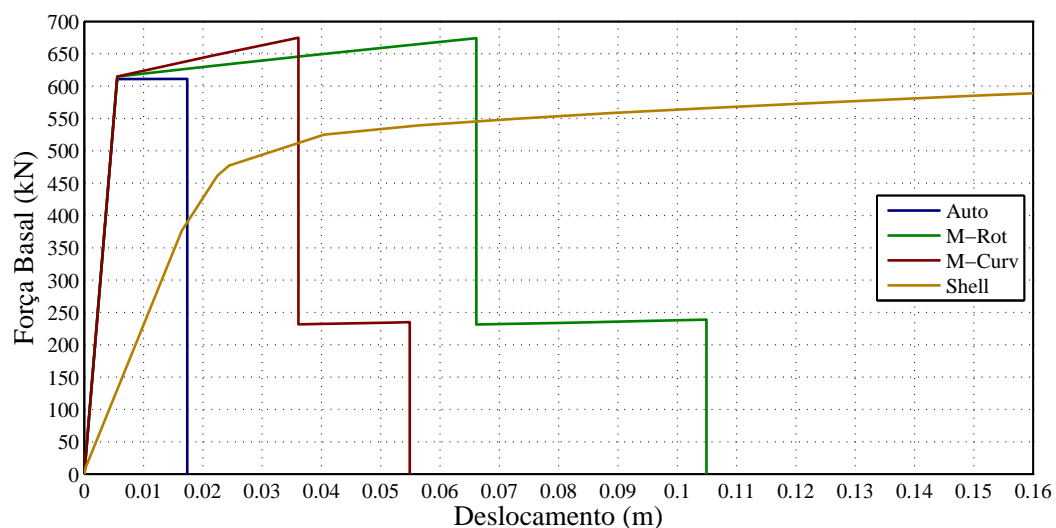


Figura 5.15: Carregamento Uniforme.

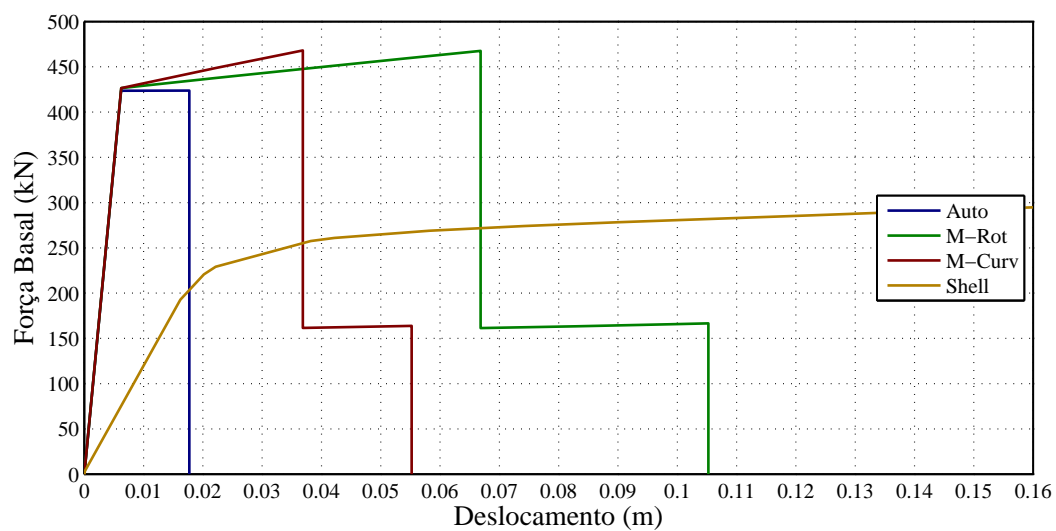


Figura 5.16: Carregamento Modal.

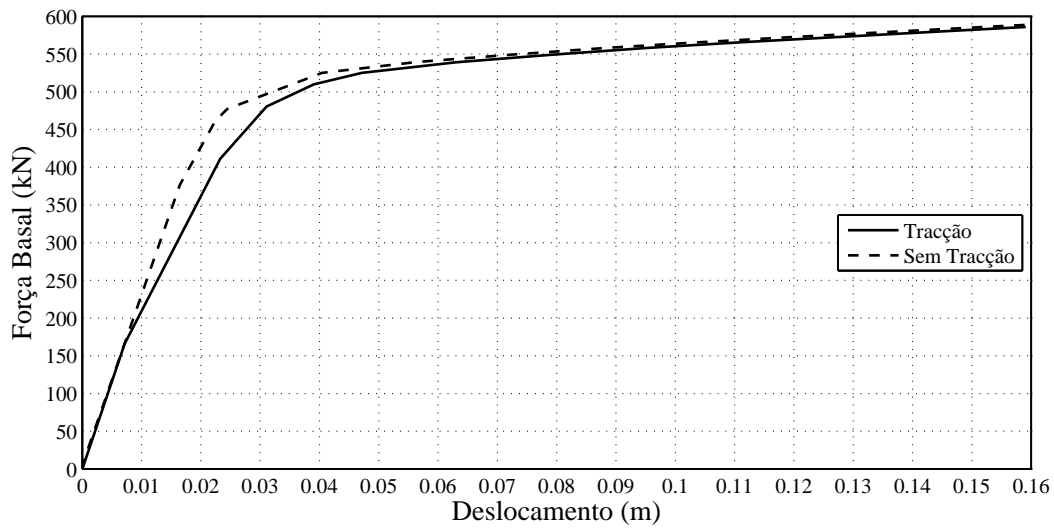


Figura 5.17: Resistência à tracção do betão.

- Discussão dos resultados

Mais uma vez, é possível observar a desvantagem na utilização dos elementos do tipo *Shell* quando a análise é efectuada no *software* SAP2000. Neste exemplo foi utilizado o mesmo critério de rotura definido no presente capítulo, em 5.2.2. O estado de tensões é apresentado de seguida na Figura 5.18.

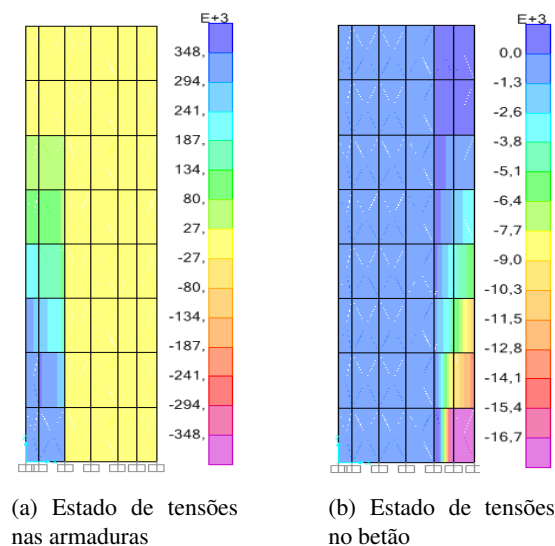


Figura 5.18: Estado de tensões na parede no passo de carga em que ocorre a rotura.

É possível observar que neste caso, a força de corte basal é menor no exemplo modelado com recurso a elementos *Shell* do que na modelação com recurso a elementos *Frame*. Isto acontece uma vez que as

Shell têm em consideração o facto das direcções principais de inércia da estrutura não coincidirem com os eixos cartesianos, segundo os quais a acção actua. Deste modo existem esforços acrescidos, na direcção perpendicular á acção, nos elementos *Shell* que não se encontram presentes nos elementos *Frame*.

Existe, também, outro fenómeno que é tido em conta nas *Shell* e não nas *Frame*, o facto de o centro de corte não coincidir com o de gravidade da peça. Este facto dá origem a momentos torsores que diminuem a capacidade resistente da estrutura. Esta é a grande vantagem que advém da utilização dos elementos *Shell* neste exemplo, sendo que as *Frame* sobrestimam o valor da força máxima.

De modo a tentar, nos elementos *Frame*, ter em conta o facto dos eixos principais de inércia não coincidirem com os eixos cartesianos, procedeu-se a uma modelação alternativa da parede. A modelação e o resultado obtido são apresentados de seguida:

Modelação:

Na modelação deste novo exemplo a geometria e quantidade de armadura, bem como a sua localização, são idênticas ao exemplo inicial.

Para proceder à modelação, definiram-se 3 elementos parede que definem a parede em L. Definiu-se mais um elemento parede, sem rigidez, que tem como finalidade poder ter como ponto de controle o centro de gravidade. Todos os elementos parede são ligados com elementos viga com rigidez infinita, para não existirem deformações nestes elementos, que servem para que os elementos verticais tenham um desempenho monolítico.

Resultado:

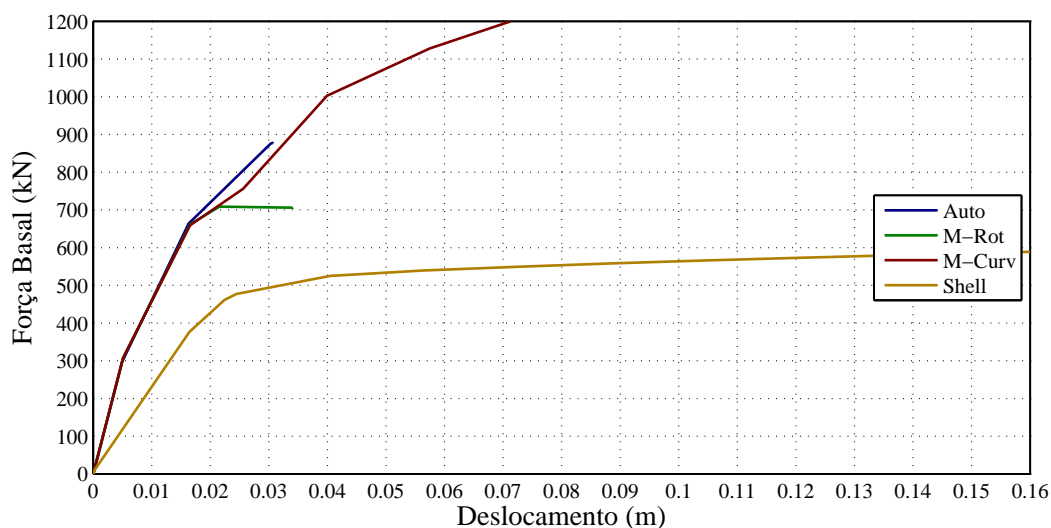


Figura 5.19: Curva de Capacidade para modelação alternativa.

Como é possível observar, a modelação alternativa não trouxe vantagens em relação ao resultado obtido na modelação normal, sendo este ainda pior que o anterior.

No resultado anterior, a dificuldade de convergência do modelo pode dever-se ao facto de serem utilizados elementos com uma rigidez infinita para ligar as paredes, e os elementos que definem as mesmas plastificação e têm uma rigidez menor. Desta forma teremos um sistema governativo mal condicionado, em que a matriz de rigidez tem parcelas com ordens de grandeza muito diferentes, que pode dificultar a inversão da mesma no processo iterativo.

Na definição das rotulas plásticas, a definição de flexão composta, que seria o mais correcto para tentar captar os esforços descritos anteriormente, traduz resultados não satisfatórios. Desta forma não foi considerada a possibilidade de efectuar a modelação do comportamento não-linear com este tipo de relação histerética.

Nos elementos *Shell* é possível observar o efeito da torção quando o ponto de controle é alterado, como está representado na Figura 5.20.

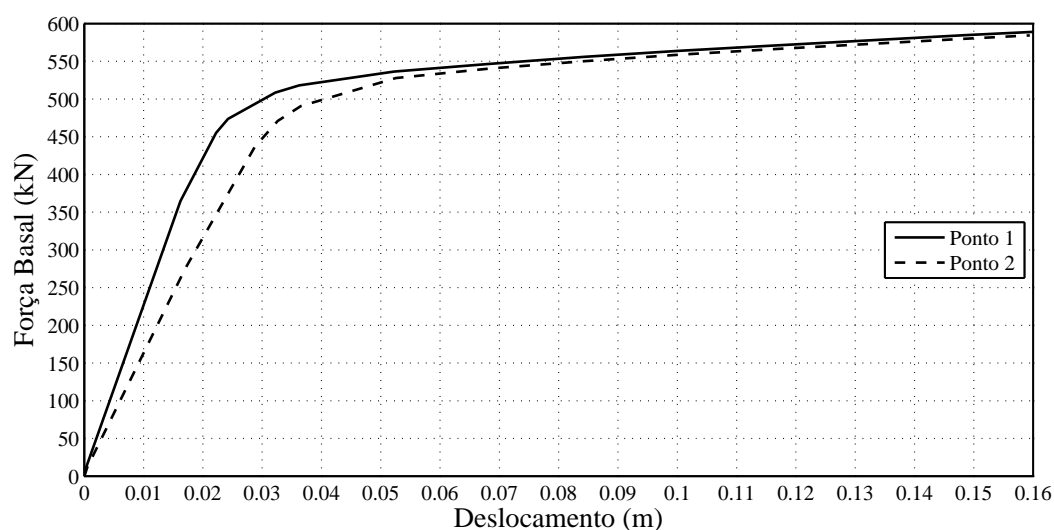


Figura 5.20: Alteração da Curva de Capacidade em função do ponto de controle.

Como é possível observar pela Figura 5.20, o ponto 1 tem excentricidade nula em relação ao centro de corte e o ponto 2 é o que apresenta maior excentricidade.

Da análise dos resultados obtidos para o carregamento modal, é possível verificar uma diferença ainda mais acentuada. Este resultado é obtido devido ao facto de os modos de vibração serem diferentes nos dois elementos, nos elementos *Frame* os deslocamentos horizontais, para o modo com maior participação modal, são segundo x enquanto que nas *Shell*, os deslocamentos para esse modo têm igual componente em x e em y. Tendo esta diferença em conta, e presente a interação entre o momento em x e momento em y, que é descrita no capítulo 4, é possível compreender que no caso deste tipo de carregamento, para além do efeito da torção existe a diminuição da capacidade resistente da estrutura devido à interação entre os momentos segundo a direcção x e y.

5.3.3 Aplicação do Método N2

Para efeitos de cálculo, na aplicação do método N2 são consideradas massas de 100 toneladas ao nível de cada metro de altura da parede. Estas massas são colocadas tendo em conta que a parede tem muita rigidez em relação à sua massa, pelo que a acção sísmica não teria qualquer efeito na estrutura.

O procedimento de aplicação do método N2 foi demonstrado anteriormente no presente capítulo, em 5.2.3. Uma vez que o procedimento é idêntico, de seguida serão apresentados, na Tabela 5.4, apenas os resultados obtidos com as diferentes modelações, para o carregamento uniforme. Os resultados gráficos encontram-se no Anexo D.

Tabela 5.4: Deslocamento objectivo Parede em L

Tipo de modelação	Deslocamento objectivo [cm]
Shell	5.24
Frame (Auto)	1.71
Frame (M-Rot)	2.32
Frame (M-Curv)	2.04

5.4 Coluna em Consola em U

5.4.1 Dados

- Geometria

A parede em U tem 4 metros de altura, a secção transversal é de 1×1 metros e tem 0.2 metros de espessura. O seu sistema de apoio é encastrado-livre, sendo encastrada na base e livre no topo.

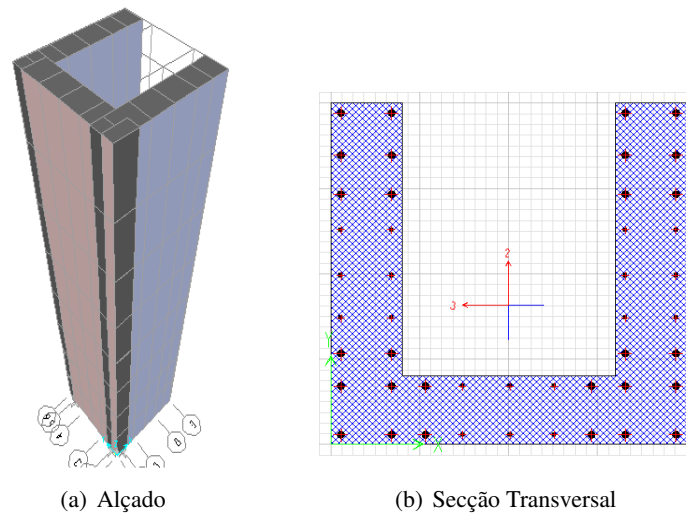


Figura 5.21: Geometria da parede em U.

É constituída por quatro pilares fictícios e três zonas correntes. A sua constituição é idêntica à parede em L no que diz respeito à disposição dos pilares fictícios, ou seja, tem dois pilares interiores com 0.3 metros de comprimento constituídos por $6\phi 20$ e dois interiores constituídos por $8\phi 20$, as zonas correntes têm 0.4 metros de comprimento e têm distribuídos em cada uma $6\phi 12$.

A definição das malhas de elementos finitos difere tendo em conta o tipo de elementos utilizados, as malhas são apresentadas de seguida na Figura 5.22.

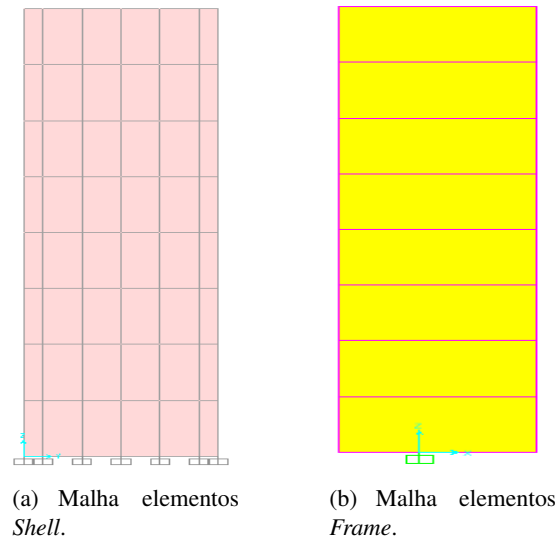


Figura 5.22: Malhas de elementos finitos para o exemplo da parede em U.

- Materiais

Neste exemplo, os materiais são definidos de forma idêntica ao que se encontra definido no presente capítulo na secção 5.2.1.

5.4.2 Análise *Pushover*

- Modelação

A análise *Pushover* é efectuada com recurso ao *software* SAP2000. Como foi referido no exemplo 5.2, existe a preocupação em saber que tipo de carga deve ser aplicada à estrutura, bem como definir correctamente todos os parâmetros que regem o comportamento não linear da estrutura. A definição da carga e o modo de aplicação da mesma, bem como a definição dos parâmetros referidos anteriormente, encontram-se descritos nos Anexos A e B.

Neste exemplo é efectuada a mesma análise paramétrica que se encontra descrita no presente capítulo na secção 5.2

- Apresentação dos resultados

Em seguida são apresentados os resultados obtidos através das análises *Pushover* efectuadas à parede em U. Os resultados apresentados são apenas para as características do betão e do aço apresentadas anteriormente nas Tabelas 5.1 e 5.2. Os resultados referentes à análise paramétrica são apresentados no Anexo C.

Neste exemplo foram estudadas as duas direcções, x e y, da estrutura uma vez que a capacidade resistente varia consoante a actuação da acção sísmica.

No caso da carga modal, é utilizado para a direcção x o 1º modo de vibração e o 2º modo é utilizado para a y.

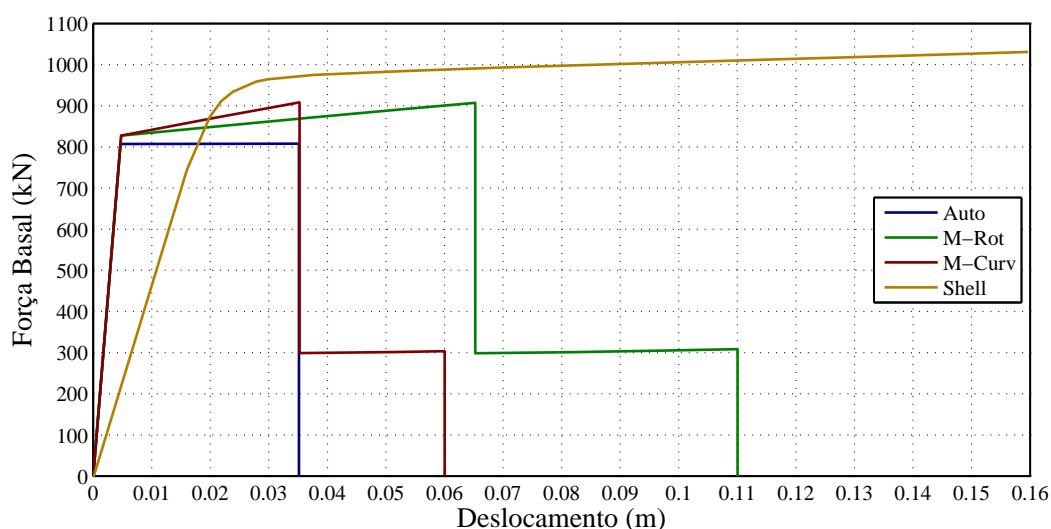


Figura 5.23: Carregamento uniforme direcção x.

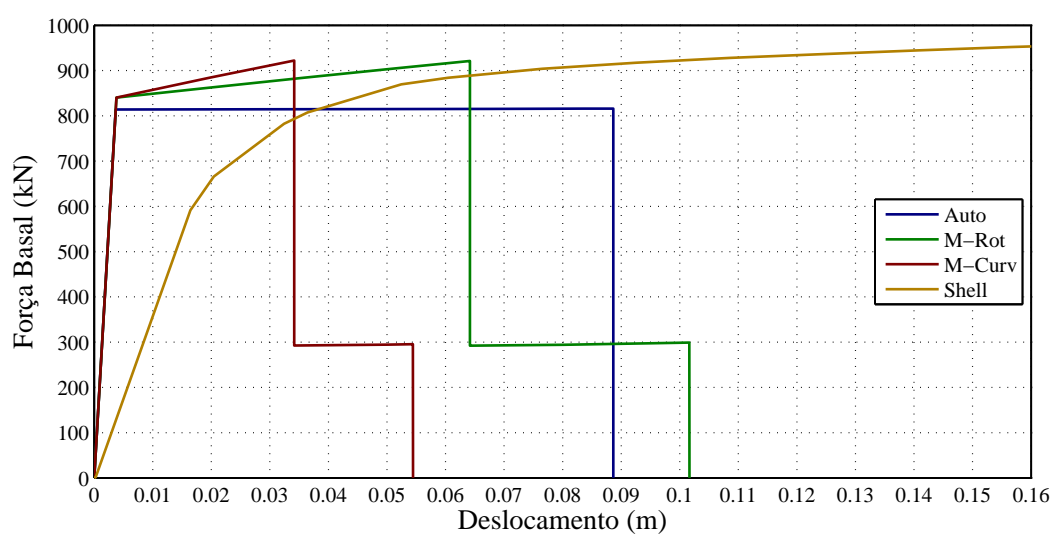


Figura 5.24: Carregamento uniforme direcção y.

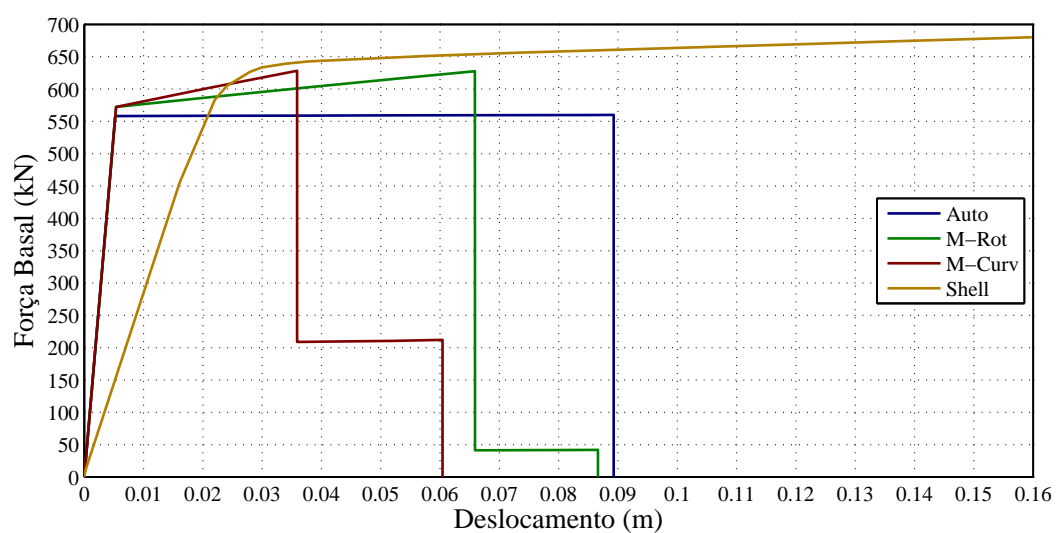


Figura 5.25: Carregamento Modal direcção x.

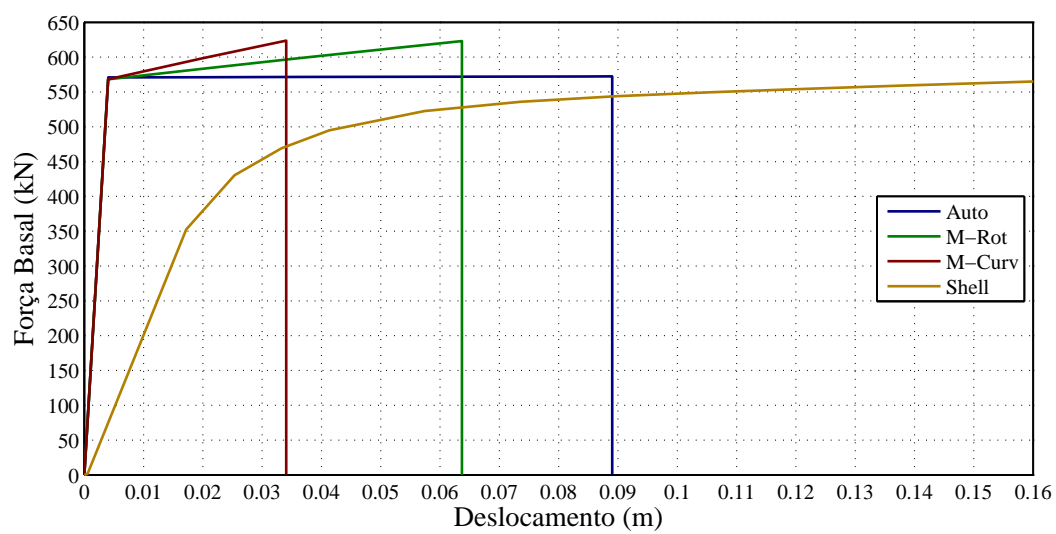


Figura 5.26: Carregamento Modal direcção y.

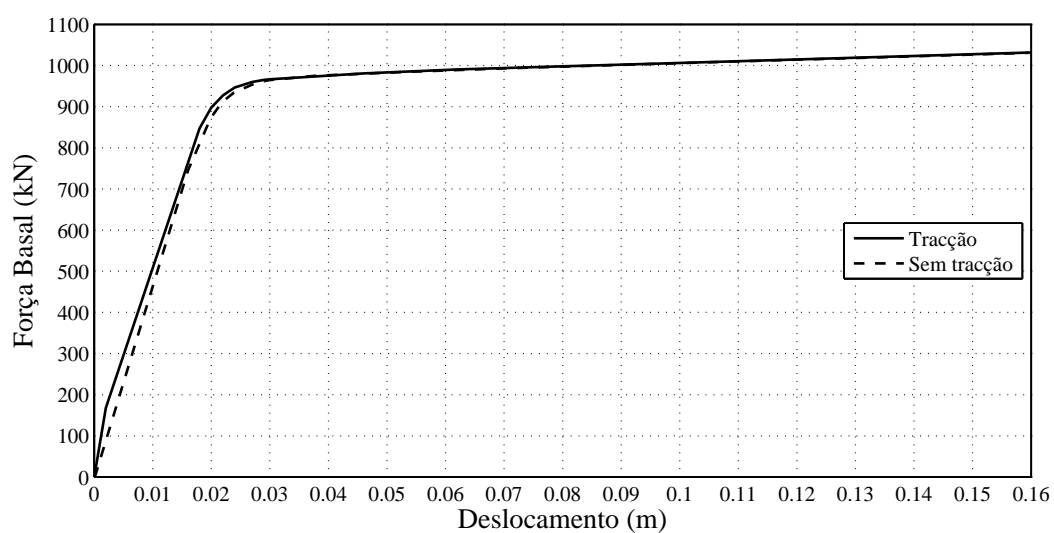


Figura 5.27: Resistência à tracção do Betão direcção x.

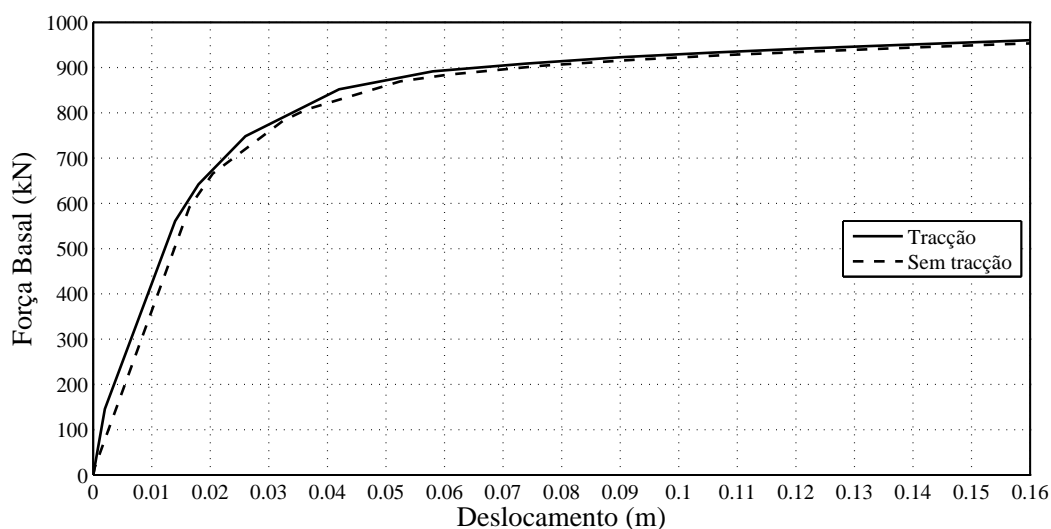


Figura 5.28: Resistência à tracção do Betão direcção y.

- Discussão dos resultados

A parede apresenta uma capacidade resistente superior na direcção x em relação à direcção y, o que já era espectável uma vez que a sua rigidez é maior na direcção x, tanto para o carregamento uniforme como para o modal.

Em relação aos resultados obtidos, das análises *Pushover* efectuadas para a direcção y, é possível observar os efeitos da torção na diminuição da capacidade resistente dos elementos *Shell*. Estes momentos torsores ocorrem devido à excentricidade entre o ponto de aplicação da carga e o centro de corte. Este efeito não ocorre na direcção x. Mais uma vez, o valor da carga ultima é sobrestimada pelos elementos *Frame*.

No que se refere à direcção x, é possível observar que o resultado para os elementos *Shell* é um pouco superior ao obtido para as *Frame*. Este resultado é possível de explicar, uma vez que na modelação com recurso a elementos *Shell*, existem duas zonas de sobreposição. Na definição da armadura teve-se o cuidado de a distribuir de forma a ser idêntica à das *Frame* na zona de sobreposição, já para o betão o mesmo não aconteceu, sendo que pode surgir um acréscimo de resistência devido a este fenómeno.

É possível observar os efeitos de torção na estrutura quando, para o mesmo carregamento altera-se o ponto de controle. As diferenças são ilustradas na Figura 5.29.

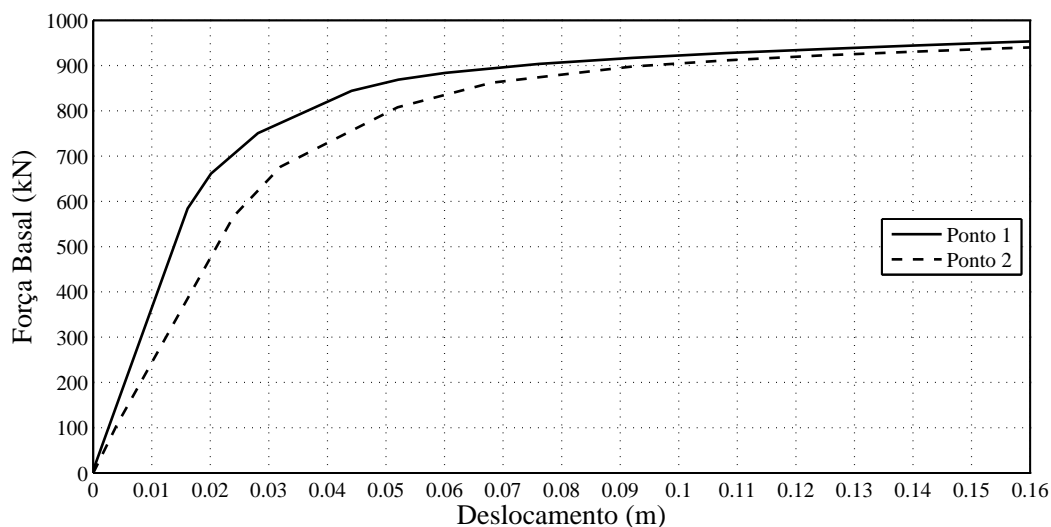


Figura 5.29: Efeito da torção na direcção y.

Na Figura 5.29 é efectuada uma comparação entre os resultados obtidos, para a mesma estrutura, alterando apenas o ponto de controle dos deslocamentos. O ponto 1 é o que apresenta menor excentricidade ao centro de corte enquanto que o ponto 2 é o que apresenta maior excentricidade ao centro de corte. Do gráfico é possível observar o efeito da torção, em que ao afastarmo-nos do centro de corte, para o mesmo valor de força basal, a estrutura apresenta deslocamentos maiores.

No caso da direcção y, na análise paramétrica (Anexo C), é possível verificar que para pequenas áreas de armadura as *Frame* têm uma capacidade resistente menor que as *Shell* e para maiores valores de armadura as *Frame* acabam com maior capacidade resistente que as *Shell*.

5.4.3 Aplicação do Método N2

Para efeitos de cálculo, na aplicação do método N2 são consideradas massas de 100 toneladas ao nível de cada metro de altura da parede. Estas massas são colocadas tendo em conta que a parede tem muita rigidez em relação à sua massa, pelo que a acção sísmica não teria qualquer efeito na estrutura.

O procedimento de aplicação do método N2 foi demonstrado anteriormente no presente capítulo, em 5.2.3. Uma vez que o procedimento é idêntico, de seguida serão apenas apresentados, na Tabela 5.5, os resultados obtidos com as diferentes modelações, para o carregamento uniforme sendo que as resoluções gráficas encontram-se apresentadas no Anexo D.

Tabela 5.5: Deslocamento objectivo Parede em U

Tipo de modelação	Deslocamento objectivo [cm]	
	x	y
Shell	2.75	4.56
Frame (Auto)	1.14	1.04
Frame (M-Rot)	1.46	1.48
Frame (M-Curv)	1.29	1.27

5.5 Piso Não-Simétrico

Neste exemplo o principal objectivo passa pela análise do comportamento tri-dimensional de ambos os elementos (*Shell* e *Frame*) no caso de uma estrutura não simétrica.

5.5.1 Dados

- Geometria

O piso tem uma laje de dimensões 4×5 metros que apoia em duas paredes, uma parede rectangular com 4 metros de altura e secção transversal 1×0.2 metros e uma parede em L com 4 metros de altura e secção transversal 1×1 metros com uma espessura de 0.2 metros. O sistema de apoio é idêntico para as duas paredes, que se encontram encastradas na base.

Considera-se que a laje irá responder em regime linear, pelo que não foi necessário colocar armaduras na mesma. A distribuição das armaduras nas paredes é idêntica à apresentado neste capítulo, em 5.2 e 5.3.

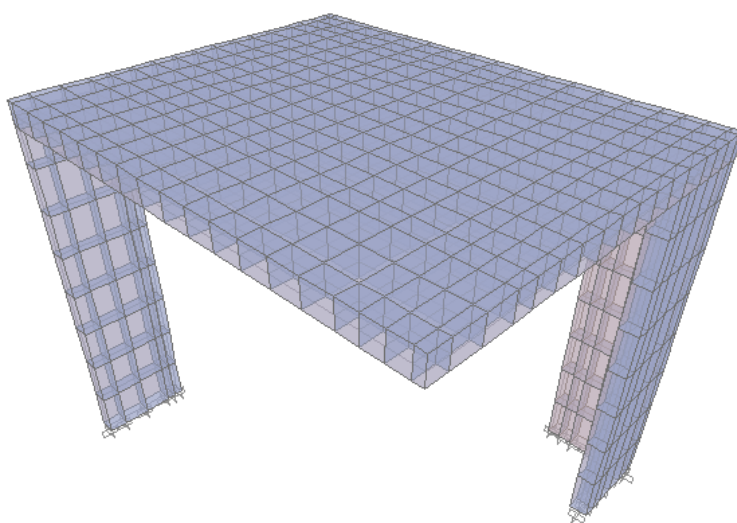


Figura 5.30: Geometria do piso não-simétrico.

De modo a que a distribuição de tensões ao longo da laje seja o mais idêntica possível nos dois modelos, *Frame* e *Shell*, a malha da laje é igual nos dois casos, como é possível verificar na Figura 5.31.

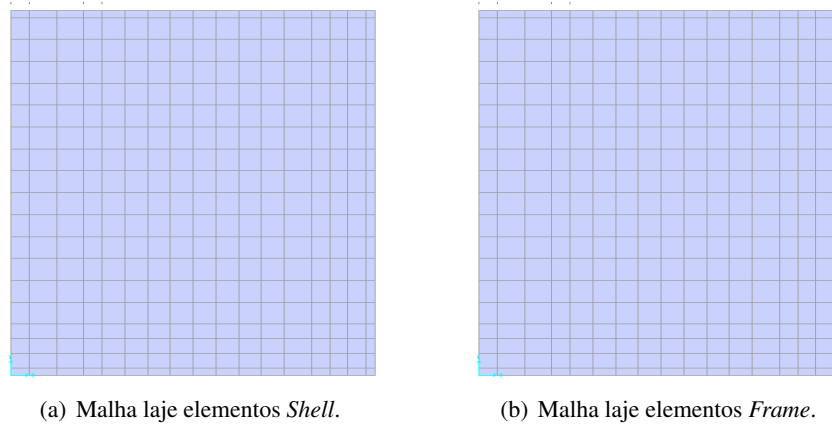


Figura 5.31: Malha de elementos finitos na laje.

Neste exemplo, como não é tão simples de prever os modos de vibração da estrutura, são apresentados os primeiros 4 modos de vibração para os elementos *Shell* e *Frame*.

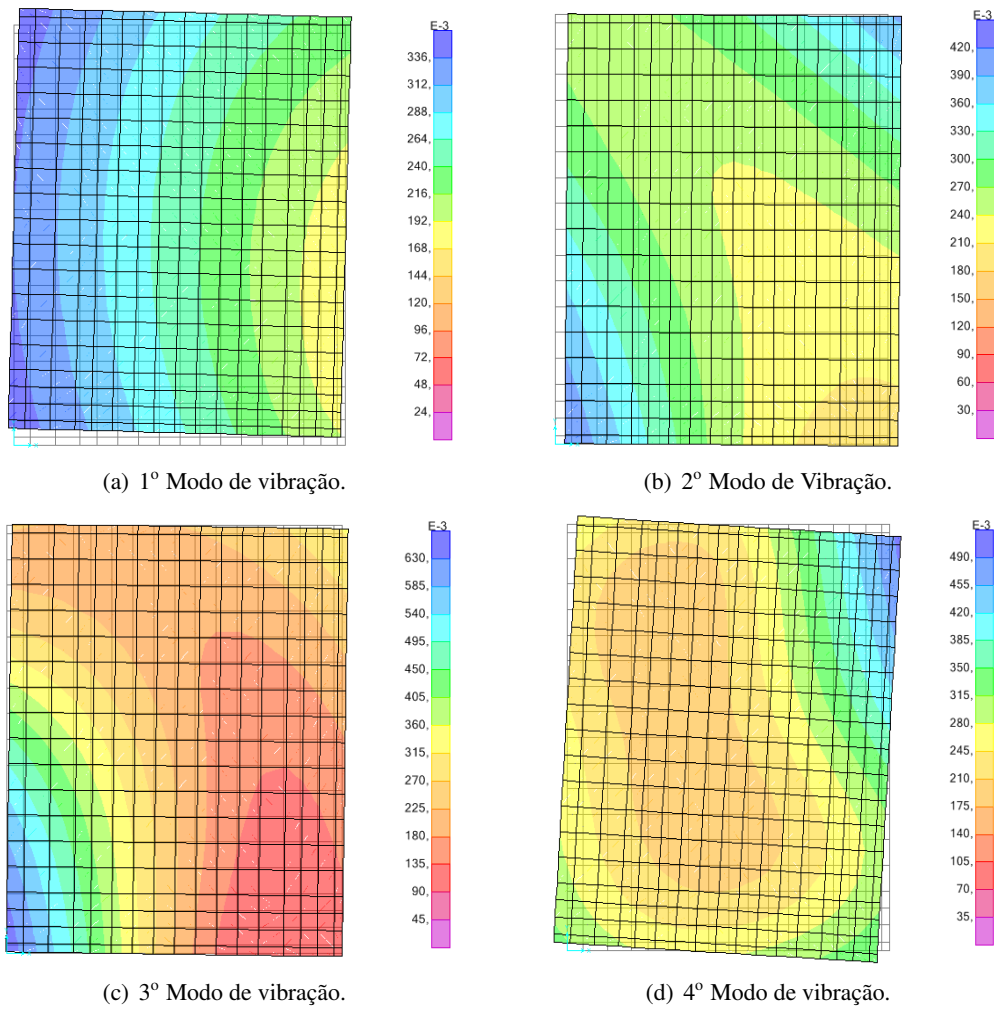


Figura 5.32: Modos de vibração do Piso quando as paredes são modeladas com *Shell*.

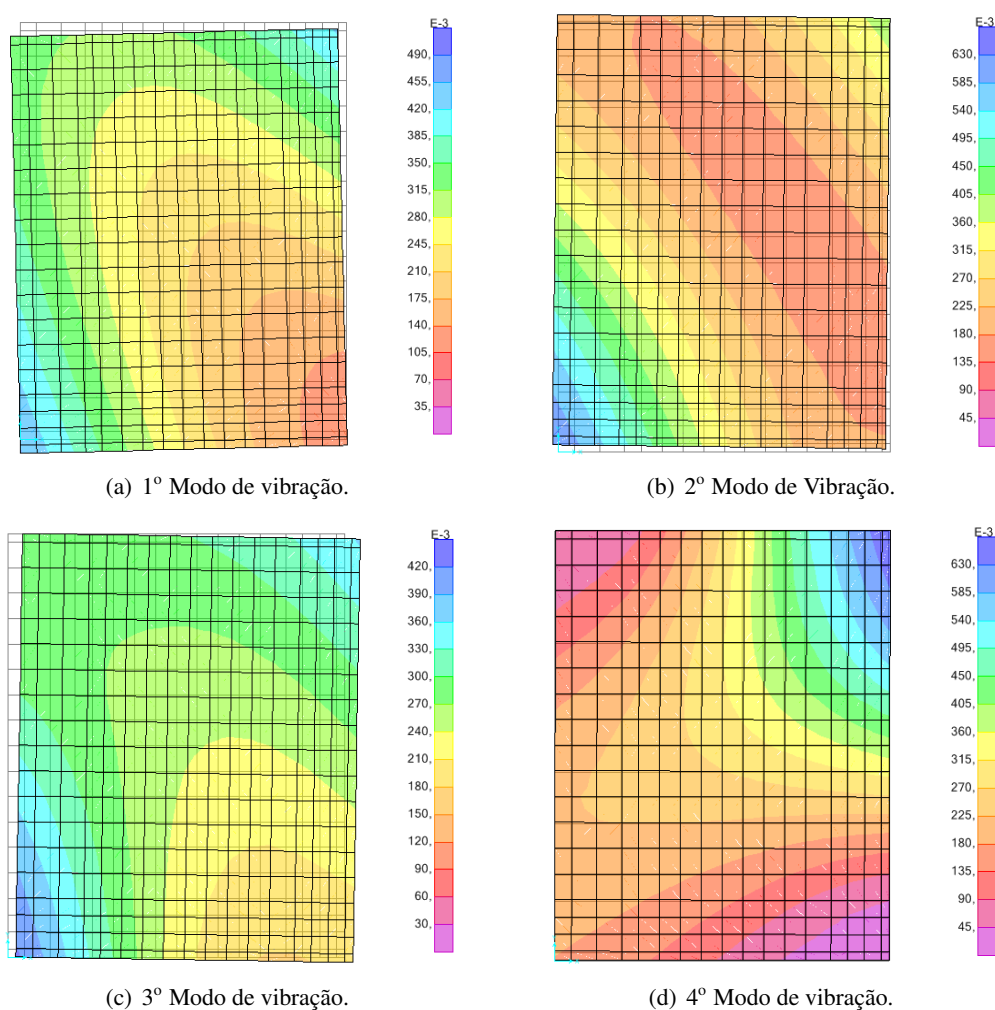


Figura 5.33: Modos de vibração do Piso quando as paredes são modeladas com *Frame*.

No que se refere à carga modal, os modos utilizados para definição da mesma são os com maior participação na respectiva direcção. Para os elementos *Shell* é utilizado o 1º modo de vibração para a direcção y e o 2º modo para a x. Nas *Frame* é utilizado o 1º modo de vibração para a direcção y e o 3º modo para a x.

- Materiais

Neste exemplo, os materiais são definidos de forma idêntica ao que se encontra definido no presente capítulo, em 5.2.1.

5.5.2 Análise *Pushover*

- Modelação

A análise *Pushover* é efectuada com recurso ao *software* SAP2000. Como foi referido no exemplo 5.2, existe a preocupação em saber que tipo de carga deve ser aplicada à estrutura, bem como definir correctamente todos os parâmetros que regem o comportamento não linear da estrutura. A definição da carga e o modo de aplicação da mesma, bem como a definição dos parâmetros referidos anteriormente, encontram-se descritos nos Anexos A e B.

- Apresentação dos resultados

De seguida, são apresentados os resultados obtidos através das análises *Pushover* efectuadas ao piso não-simétrico. Os resultados apresentados são apenas para as características do betão e aço apresentadas anteriormente nas Tabelas 5.1 e 5.2. Os resultados referentes à análise paramétrica são apresentados no Anexo C.

Neste exemplo é efectuada a mesma análise paramétrica que se encontra descrita no presente capítulo na secção 5.2

Neste exemplo foram estudadas as duas direcções, x e y , da estrutura uma vez que a capacidade resistente varia consoante a actuação da acção sísmica, uma vez que a estrutura apresenta uma rigidez diferente tendo em conta a direcção em estudo e devido ao elevado efeito de torção existente.

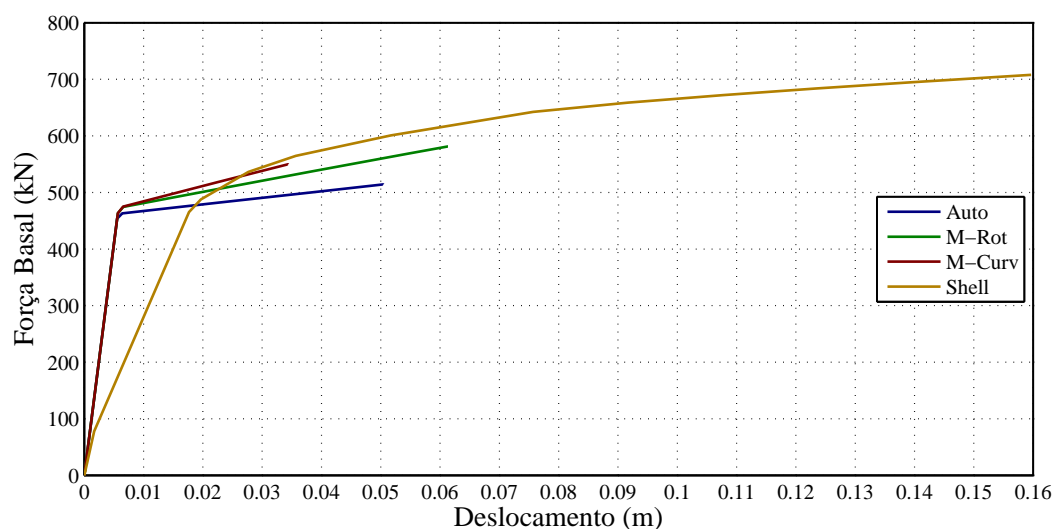


Figura 5.34: Carregamento uniforme direcção x .

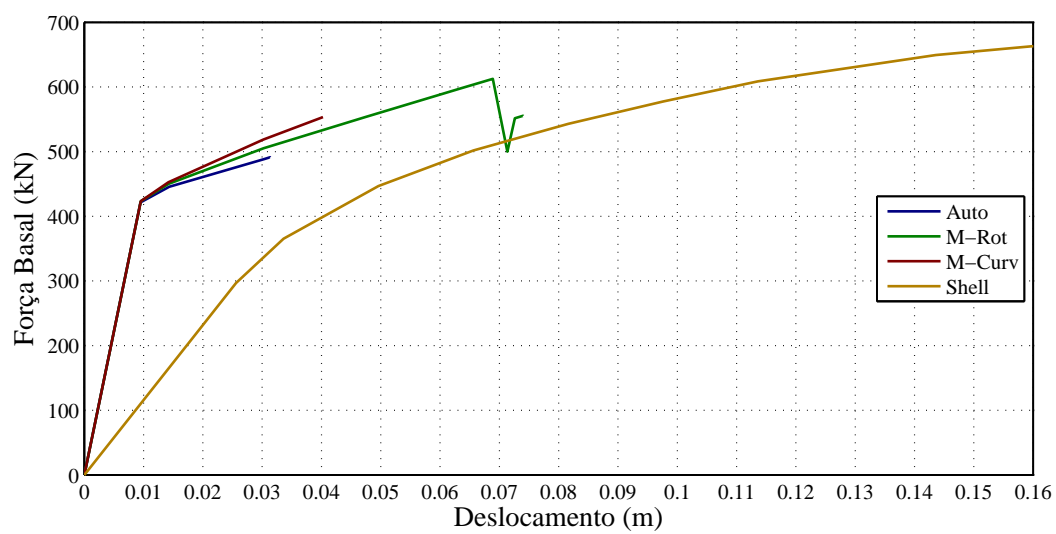


Figura 5.35: Carregamento uniforme direcção y.

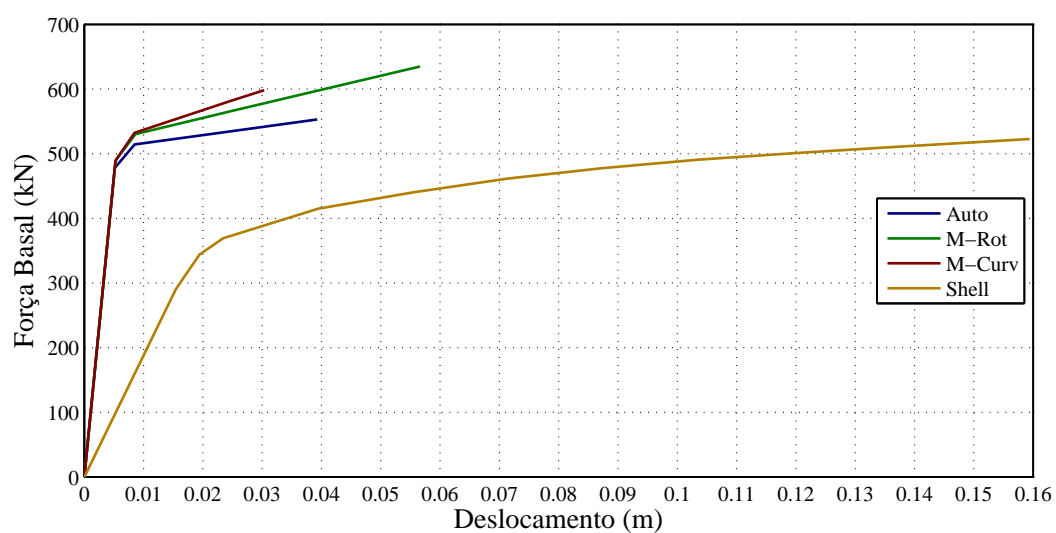


Figura 5.36: Carregamento modal direcção x.

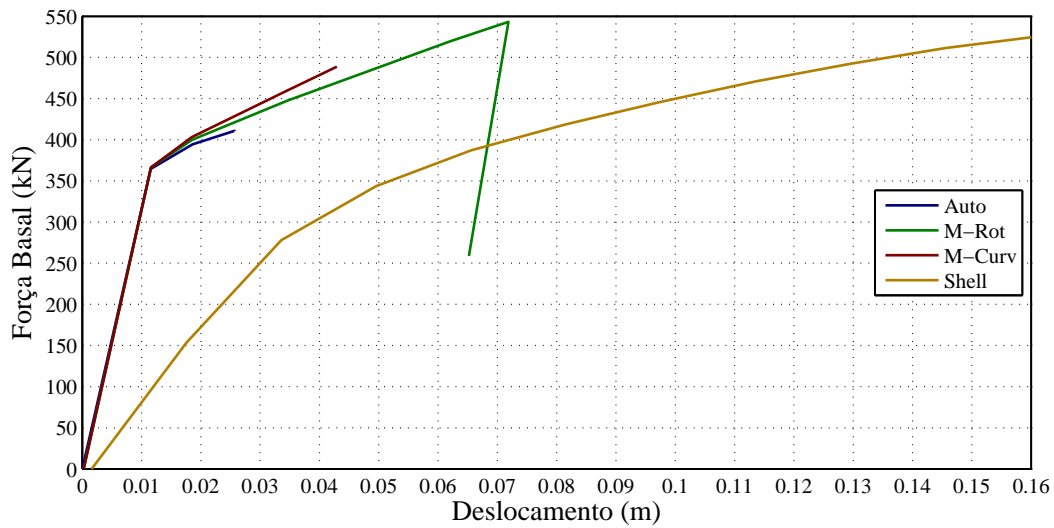


Figura 5.37: Carregamento modal direcção y.

- Discussão dos resultados

Nos elementos *Shell*, houve a necessidade de analisar as paredes separadamente de modo a perceber quando ocorria o colapso da estrutura. O estado de tensões em cada parede, para cada uma das direcções, no colapso da estrutura é apresentada de seguida na Figura 5.38 e Figura 5.39.

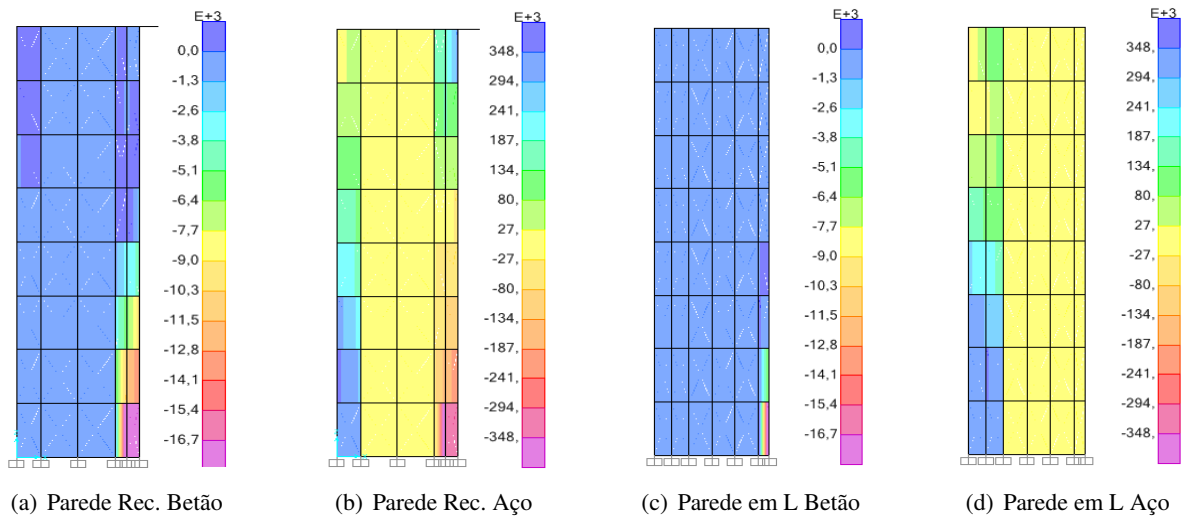


Figura 5.38: Estado de Tensões na estrutura quando sujeita à acção sísmica segundo a direcção x.

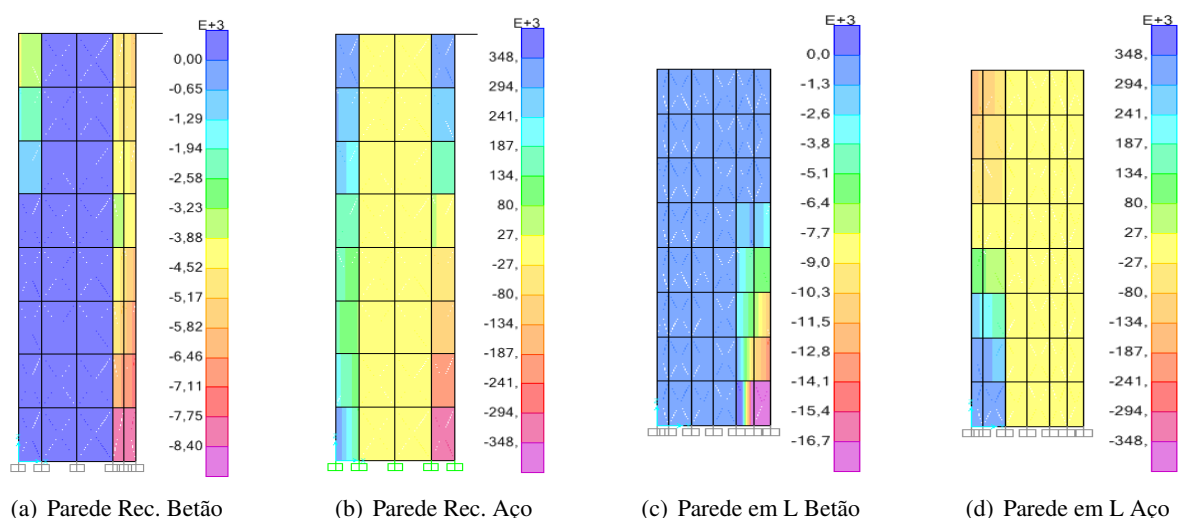


Figura 5.39: Estado de Tensões na estrutura quando sujeita à acção sísmica segundo a direcção y.

É possível observar, na direcção x, que a rigidez inicial é igual em todos os modelos, mas existe uma quebra na rigidez nos elementos *Shell* que ocorre devido à cedência da primeira parede, sendo que o mesmo não se verifica nos elementos *Frame*.

Os resultados obtidos para os elementos *Shell* são mais próximos das *Frames* na direcção x do que na direcção y. Isto deve-se ao facto de, na direcção y, o elemento que oferece quase a totalidade da resistente é a parede em forma de L, cujos eixos principais não coincidem com os eixos cartesianos, ou seja, mais uma vez é possível observar o efeito dos esforços acrescidos devido a esta situação.

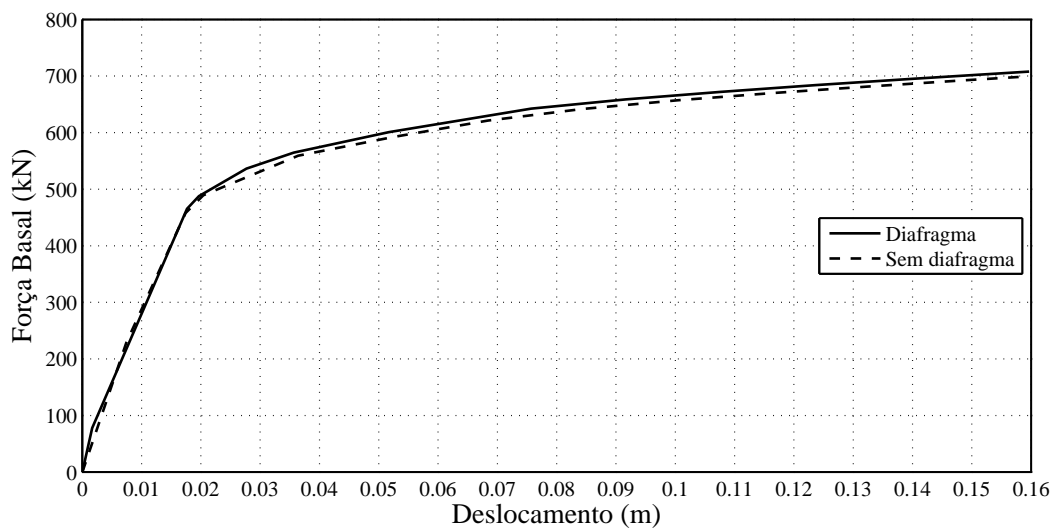
Outra das razões para existir esta diferença nos resultados, em função da direcção em estudo, deve-se aos efeitos de torção. Se se pensar no facto de a torção surgir devido à excentricidade entre o centro de gravidade e o de rigidez do piso, é perceptível que esta excentricidade é maior quando a acção é considerada na direcção y do que na direcção x. Isto ocorre devido ao facto de na direcção x existirem dois elementos, um em cada extremidade, que colocam o centro de rigidez junto ao centro de gravidade, o que traduz um efeito de torção bastante reduzido ou nulo, enquanto que na direcção y apenas um dos elementos oferece resistência à acção, numa das extremidades, o que faz com que haja uma excentricidade do centro de rigidez em relação ao centro de gravidade. Isto origina efeitos de torção nos elementos e, consequente, perda de capacidade resistente. Este efeito é apenas tido em conta nos elementos *Shell* e não nos elementos *Frame*, daí as *Shell* terem menos capacidade que as *Frame* segundo a direcção y.

Com a análise dos resultados obtidos para o carregamento modal é mais uma vez possível observar que os efeitos de torção são tidos em consideração nos elementos *Shell* mas tal não acontece nas *Frame*. Neste exemplo é possível concluir que os modos de vibração para os elementos *Shell* têm uma elevada componente torsional enquanto que nas *Frame* esta é bastante reduzida, sendo quase nula. Isto é possível concluir através das diferenças obtidas nas curvas de capacidade quando a carga passa de uniforme para modal, nos elementos *Shell* a capacidade de carga da estrutura diminui bastante nas duas direcções enquanto que para os elementos *Frame* a diferença é muito menos acentuada. Na direcção x, no carregamento uniforme as *Shell* apresentam maior capacidade de carga que as *Frame* e para o

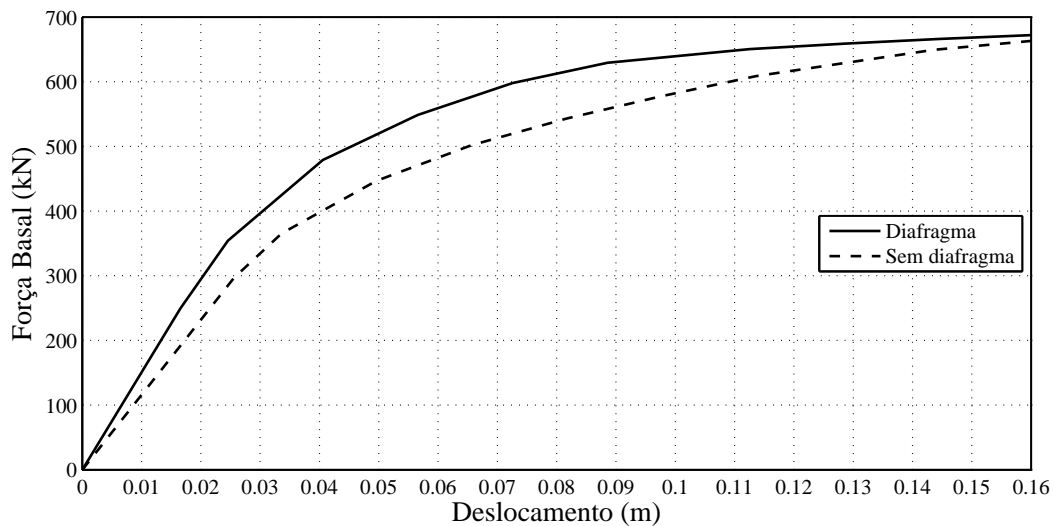
carregamento modal ocorre o inverso devido ao efeito da torção nos modos de vibração que existe nas *Shell* e não nas *Frame*.

Este resultado é bastante importante uma vez que mostra que os efeitos da torção são tidos em conta nos elementos *Shell* e não nas *Frame* não só quando é efectuada uma análise não linear mas também quando é realizada uma análise modal da estrutura.

No que se refere aos elementos *Shell*, foi feita uma modelação alternativa com recurso a um diafragma para os deslocamentos em z ao nível do piso. Embora esta estratégia fosse bastante vantajosa, uma vez que reduz o tempo de análise, o resultado pode afastar-se demasiado da realidade. Para a direcção x o resultado é bastante próximo, mas na direcção y o mesmo não acontece, como é possível observar na Figura 5.40.



(a) Aplicação de diafragmas com carregamento na direcção x.

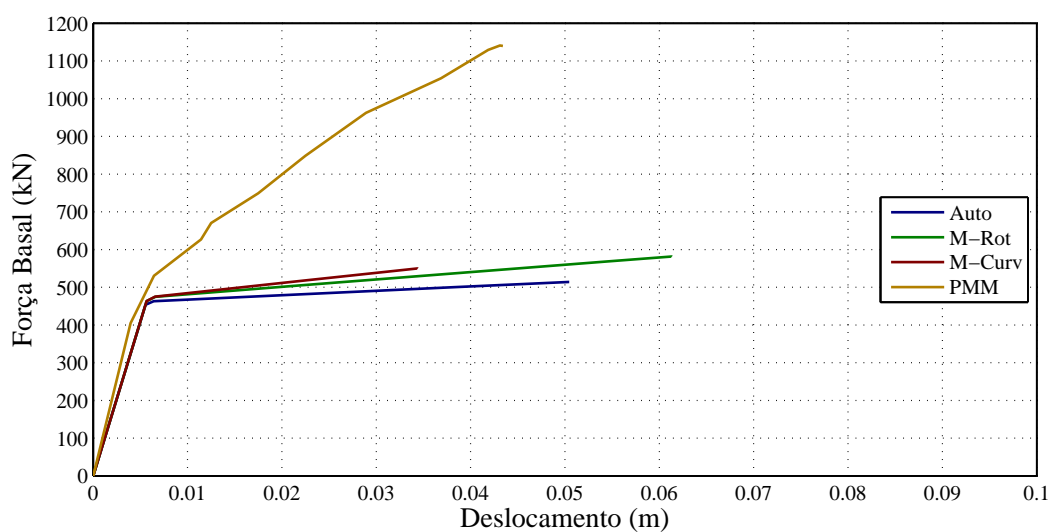


(b) Aplicação de diafragmas com carregamento na direcção y.

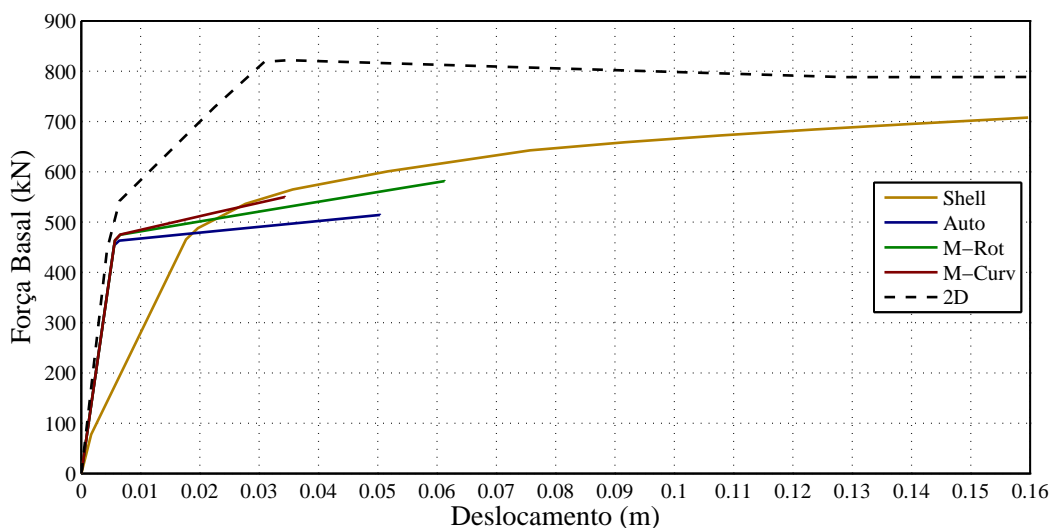
Figura 5.40: Resultados com aplicação de diafragmas ao nível do piso.

Para os elementos *Frame*, devido à dificuldade que estes apresentam na convergência do resultado, foram estudadas alternativas na modelação da estrutura para os mesmos. Os resultados obtidos apresentam-se na Figura 5.41. Este estudo foi feito apenas para a direcção x, pois esta foi a primeira a ser analisada e ao obter um mau resultado não foi necessário testar a direcção y.

Em primeiro lugar optou-se por analisar o modelo como sendo 2D, ou seja, so existiam esforços e deslocamentos segundo uma das direcções, o que, à partida, deveria facilitar a convergência do resultado (Figura 5.41(a)). Em segundo, definiram-se as rotulas plásticas com a relação P-M2-M3, de modo a tentar captar os esforços existentes na direcção perpendicular à acção sísmica (Figura 5.41(b)).



(a) Relação P-M2-M3.



(b) Modelo 2D.

Figura 5.41: Resultados obtidos com modelações alternativas das *Frame*.

Dos resultados mostrados na Figura 5.41, ambas as alternativas à modelação utilizada para as *Frame* conduzem a resultados bastante diferentes, até mesmo das *Shell*, pelo que se considera, então, que estas alternativas conduzem a resultados pouco satisfatórios.

É possível concluir com este exemplo que, para o caso de estruturas não-simétricas, os resultados obtidos com as *Frame* são bastante distintos em relação aos das *Shell*. No caso de estruturas simétricas o resultado, à partida, deverá ser mais próximo. Isto acontece porque as *Frame* não têm em conta os efeitos de torção que a não-simetria provoca nas estruturas, isto é, na ausência da torção os elementos conduzem a resultados bastante próximos. Mais uma vez conclui-se que as *Frame* sobrestimam o valor da capacidade de carga da estrutura quando esta está sujeita a efeitos de torção.

Na direcção x, quando o carregamento é alterado de uniforme para modal, a diferença que ocorre, que justifica a brusca diminuição de capacidade de carga para os elementos *Shell*, é o facto de o carregamento modal para estes elementos tem uma componente na direcção perpendicular, que provoca flexão desviada, que por sua vez diminui a capacidade resistente da estrutura.

5.5.3 Aplicação do Método N2

O procedimento de aplicação do método N2 foi demonstrado anteriormente no presente capítulo, em 5.2.3. Uma vez que o procedimento é idêntico, de seguida serão apenas apresentados, na Tabela 5.6, os resultados obtidos com as diferentes modelações, para o carregamento uniforme.

Para efeitos de cálculo, na aplicação do método N2 é considerada uma massa de 500 toneladas ao nível do piso. Esta massa é colocada tendo em conta que as paredes têm muita rigidez em relação à massa da estrutura, pelo que a acção sísmica não teria qualquer efeito na estrutura. As resoluções gráficas apresentam-se no Anexo D.

Tabela 5.6: Deslocamento objectivo piso não-simétrico.

Tipo de modelação	Deslocamento objectivo [cm]	
	x	y
Shell	5.91	8.28
Frame (Auto)	3.65	4.37
Frame (M-Rot)	4.37	5.59
Frame (M-Curv)	3.51	4.84

5.6 Aplicação a um Edifício

Este exemplo tem como principal função validar a utilização dos elementos do tipo *Shell* num caso real.

5.6.1 Dados

- Geometria

O edifício em estudo é constituído por 5 pisos, com 3 metros de altura cada e com dimensões em planta de 10×18 metros. As lajes são fungiformes e apoiam em 11 paredes resistentes. Existem 8 paredes Rectangulares, 2 em L e 1 em U. Todas as paredes são encastradas na base.

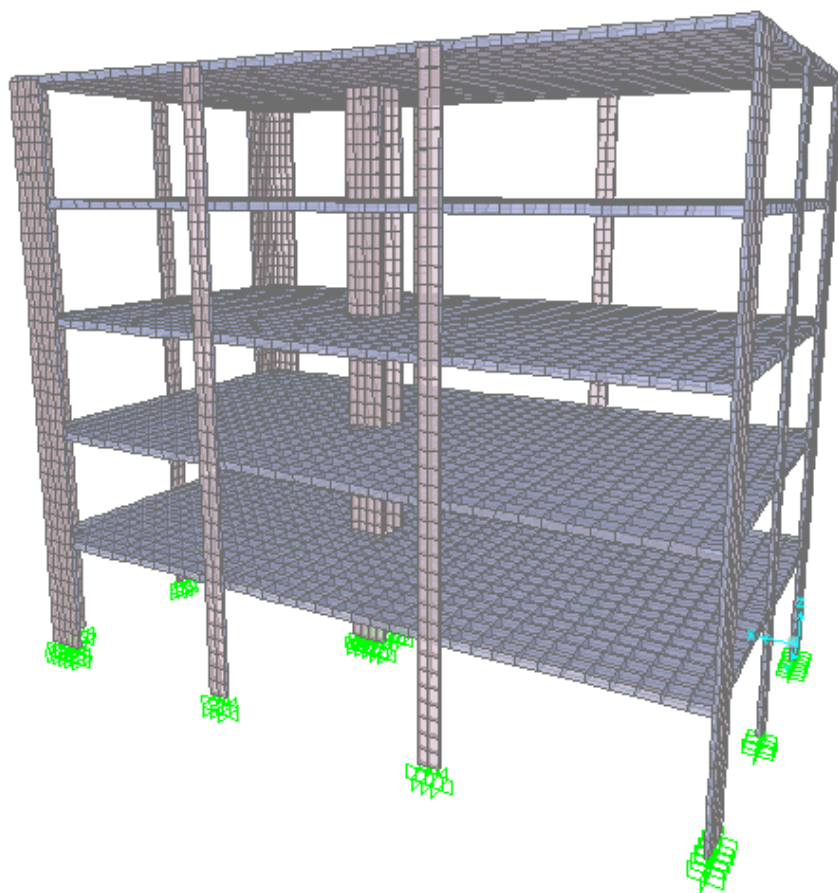


Figura 5.42: Geometria do edifício.

As paredes rectangulares existentes nos vãos interiores têm 0.5 metros de comprimento e 0.1 metros de espessura, a armadura está igualmente distribuída ao longo do seu comprimento, sendo estas constituídas por $8\phi 10$. As paredes rectangulares que se encontram nos cantos têm 1 metro de comprimento e 0.1 metros de largura, sendo que a armadura é igualmente distribuída ao longo do comprimento, sendo cada uma constituída por $16\phi 10$. As paredes em L têm uma secção transversal de 1×1 metros com 0.1 metros de espessura, a armadura é igualmente distribuída ao longo da mesma, que é constituída por $28\phi 10$. A parede em U que está colocada perto do centro da laje tem de secção transversal 1×1 metros e tem 0.1 metros de espessura, a armadura é distribuída uniformemente ao longo do seu comprimento e é constituída por $42\phi 10$. Cada piso tem 3 metros de altura.

Neste exemplo, como não é tão simples de prever os modos de vibração da estrutura, são apresentados os primeiros 4 modos de vibração para os elementos *Shell* e *Frame*.

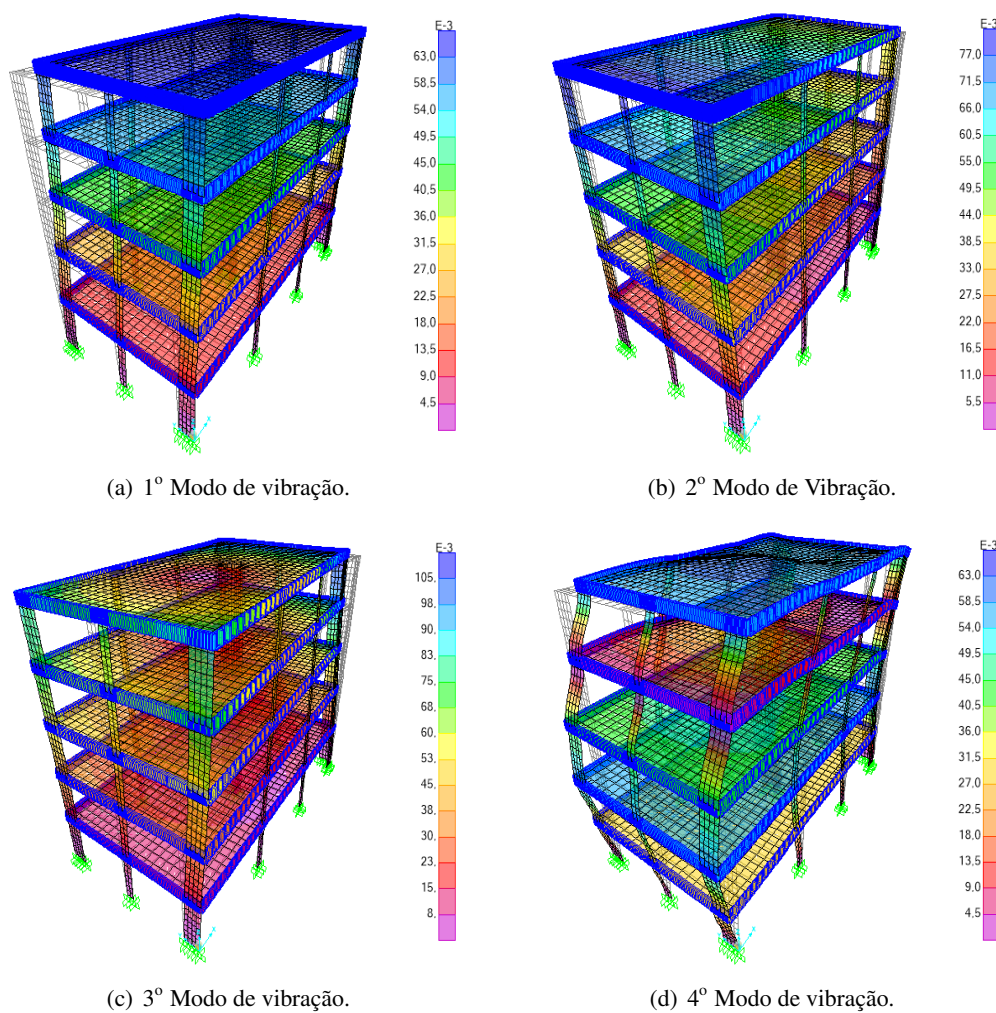


Figura 5.43: Modos de vibração do Piso quando as paredes são modeladas com *Shell*.

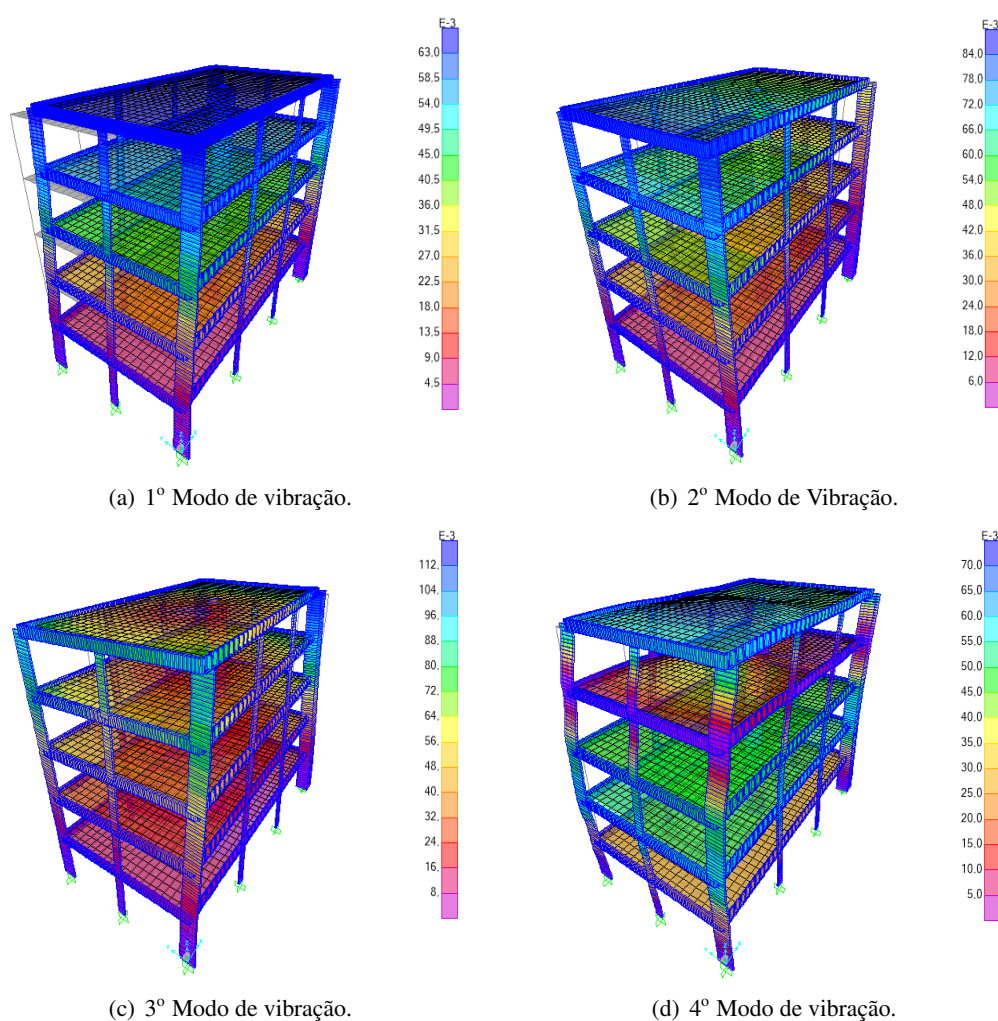


Figura 5.44: Modos de vibração do Piso quando as paredes são modeladas com *Frame*.

No que se refere à carga modal, os modos utilizados para definição da mesma são os com maior participação na respectiva direcção. Para os elementos *Shell* é utilizado o 1º modo de vibração para a direcção y e o 2º modo para a x. Nas *Frame* é utilizado o 1º modo de vibração para a direcção y e o 2º modo para a x.

- Materiais

Neste exemplo, os materiais são definidos de forma idêntica ao que se encontra definido no presente capítulo, em 5.2.1.

5.6.2 Análise *Pushover*

- Modelação

A análise *Pushover* é efectuada com recurso ao textitsoftware SAP2000. Como foi referido no exemplo 5.2, existe a preocupação em saber que tipo de carga deve ser aplicada à estrutura, bem como definir correctamente todos os parâmetros que regem o comportamento não linear da estrutura. A definição da carga e o modo de aplicação da mesma, bem como a definição dos parâmetros referidos anteriormente, encontram-se descritos nos Anexos A e B.

Os elementos verticais são os únicos onde é considerado o comportamento em regime plástico dos materiais, nas lajes e vigas é feita uma análise elástica linear dos esforços. Isto porque na modelação das paredes com recurso a elementos *Shell* ocorreram problemas de convergência do resultado, uma vez que os elementos *Shell* utilizam os pontos de Gauss para efectuar o calculo das tensões ao longo da secção e os elementos *Frame* efectuem o calculo com as relações introduzidas na definição da rotula plástica.

- Apresentação dos resultados

De seguida, são apresentados os resultados obtidos através das análises *Pushover* efectuadas ao edifício. Os resultados apresentados são apenas para as características do betão e aço apresentadas anteriormente nas Tabelas 5.1 e 5.2. Os resultados referentes à análise paramétrica são apresentados no Anexo C.

O edifício é analisado em ambas as direcções, x e y, visto que, devido à sua geometria, apresenta um comportamento diferente consoante a direcção em que actua a acção sísmica.

No caso do carregamento modal, o modo utilizado para a direcção x foi o 2ºModo e para a direcção y é utilizado o 1ºModo.

No exemplo do edifício apenas serão apresentados os resultados referentes aos modelos das *Shell* e das *Frame* M-Rot, uma vez que nas *Frame* Auto não ocorreu plastificação do material e as *Frame* M-Curv dão o mesmo resultado que as M-Rot.

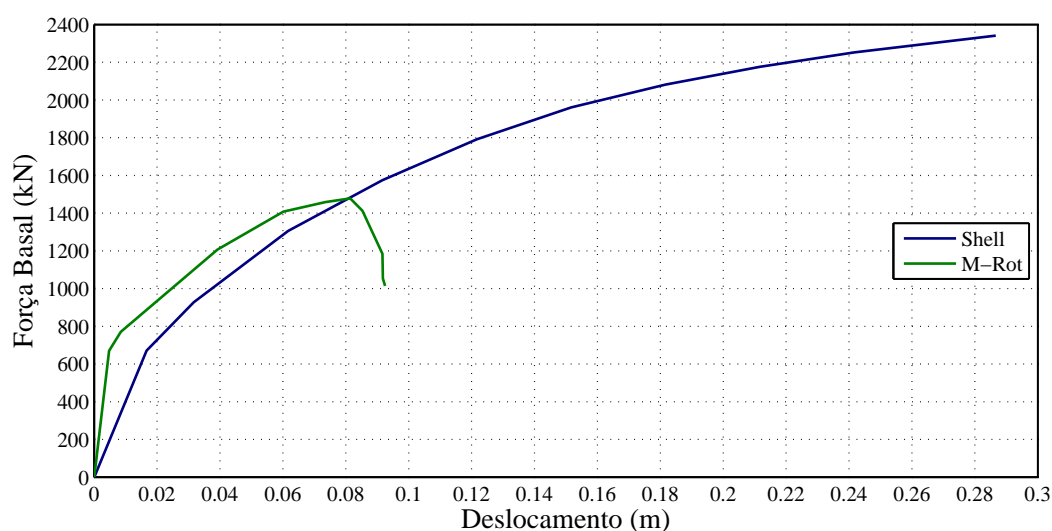


Figura 5.45: Carregamento uniforme na direcção x.

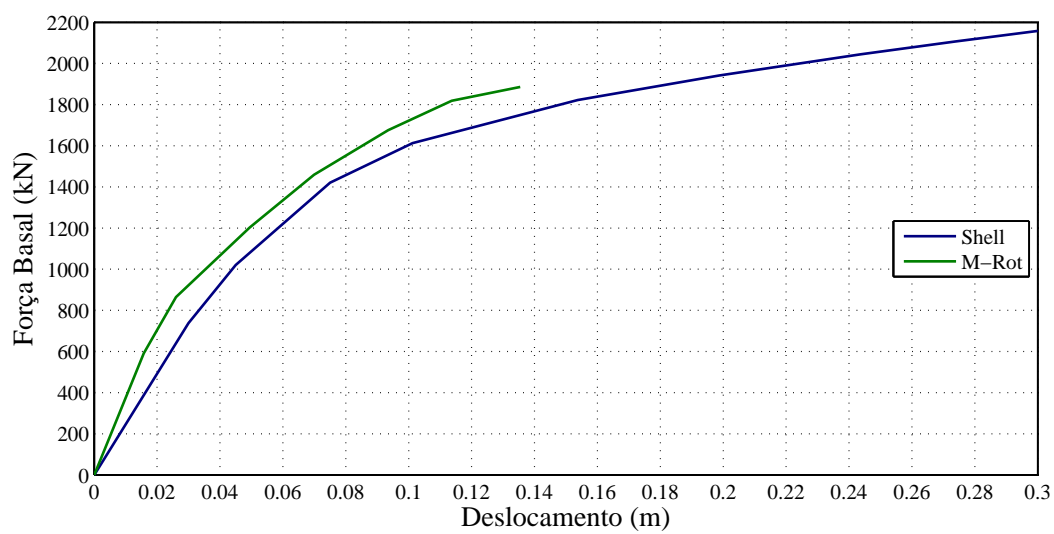


Figura 5.46: Carregamento uniforme direcção y.

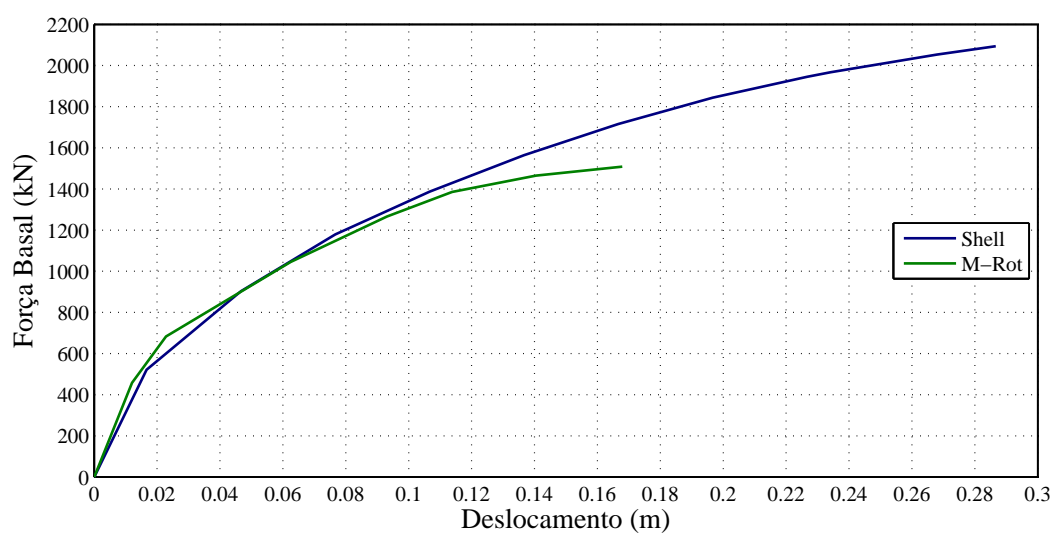


Figura 5.47: Carregamento modal direcção x.

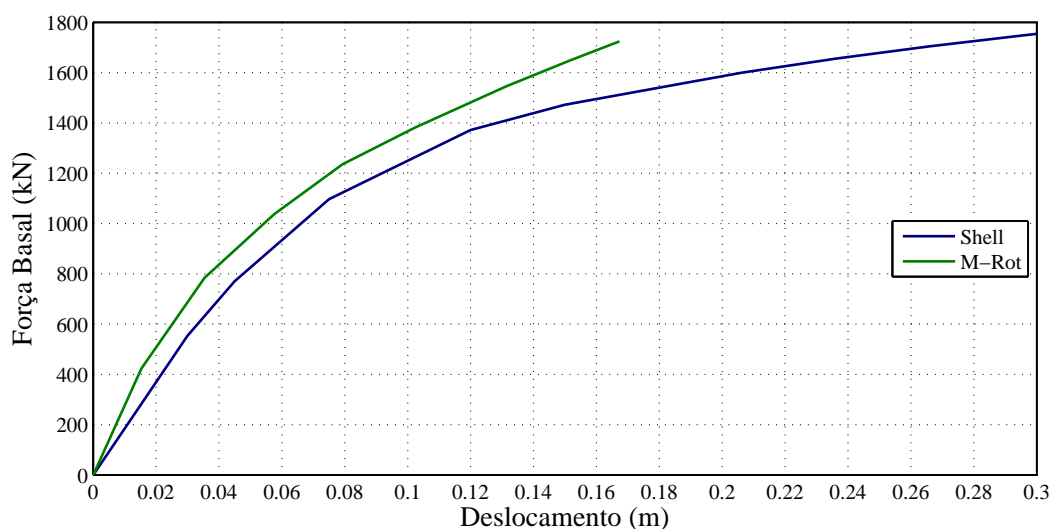


Figura 5.48: Carregamento modal direcção y.

- Discussão dos resultados

Neste exemplo são apresentados os resultados referentes às *Shell* e aos elementos *Frame* M-Rot. O resultado das *Frame* M-Curv não são apresentados uma vez que são idênticos ao das *Frame* M-Rot. O modelo das *Frame* Auto não são apresentados uma vez que no calculo, as mesmas não conseguiram convergir, não ocorrendo mesmo plastificação do material durante a análise.

Na definição das rotulas plásticas para os elementos *Frame* existem cuidados a ter. Neste exemplo pretendeu-se efectuar a definição de duas rotulas, para ser possível definir duas alturas de influência do comportamento não linear diferentes, uma vez que umas paredes têm uma secção de 1 metro e outras de 0.5 metros, mas o programa não permite a definição de dois tipos de rotulas para as paredes, o que também pode ser uma causa do resultado com recurso à formulação M-Rot tenha sido idêntico ao obtido com a M-Curv.

No que se refere aos resultados dos elementos *Shell*, em comparação com os outros exemplos é possível observar que para edifício a plastificação da estrutura é mais suave. Enquanto nos outros exemplos se identifica um comportamento elástico-plástico perfeito, no edifício isso não ocorre, isto deve-se à forma como as armaduras estão distribuídas nas paredes. Nos exemplos anteriores a armadura está concentrada nos pilares fictícios, sendo que no edifício as armaduras se encontram igualmente distribuídas ao longo da secção. O que ocorre é que a secção demora mais tempo a plastificar por completo, na Figura 5.49 é possível observar que para um deslocamento, o comportamento já é mais perto do perfeitamente plástico.

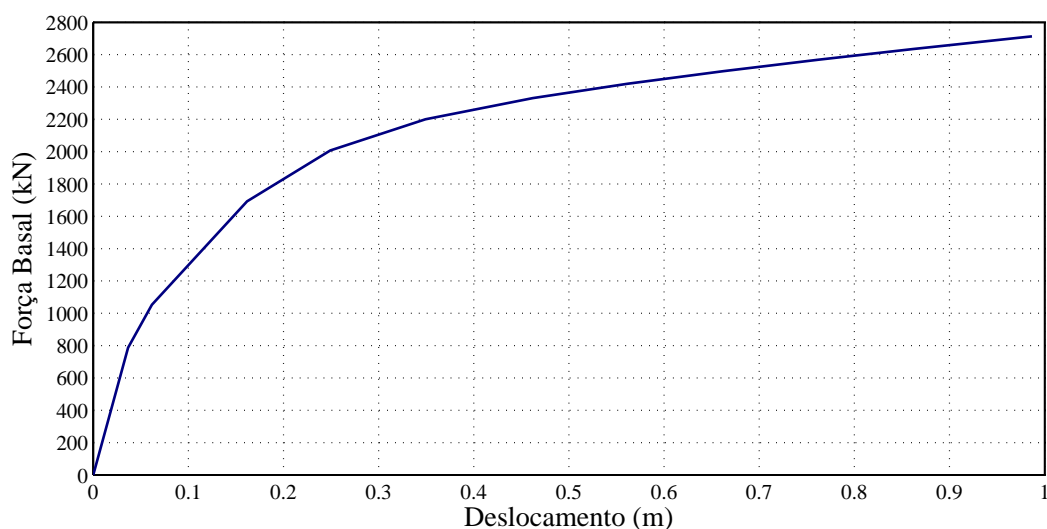


Figura 5.49: Análise *Pushover* com maior deslocamento.

Mais uma vez é possível observar que os efeitos de torção são tidos em conta nos elementos *Shell* e não nos elementos *Frame*. Para o carregamento uniforme é possível observar que as curvas dos elementos *Frame* estão acima das *Shell* e para o carregamento modal o mesmo acontece para a direcção y, onde são mais presentes os efeitos de torção devido à não simetria da estrutura.

Após analisar os resultados obtidos através da análise *Pushover* e aplicação do método N2 é importante referir que podem existir problemas no mecanismo de colapso decorrente da mesma, uma vez que as vigas são analisadas com comportamento elástico linear, pelo que a estrutura pode parecer mais resistente do que aquilo que realmente é. Não foi atribuído comportamento não linear às vigas, pois nos elementos *Shell*, ocorreram alguns problemas de convergência do resultado, provavelmente devido ao facto de os elementos utilizarem formulações não lineares diferentes.

Neste exemplo, a capacidade de carga da estrutura pode estar a ser sobrestimada, pois apenas se considera a plastificação das paredes e que as vigas respondem sempre em regime linear. É possível que o verdadeiro mecanismo de colapso seja um em que deveria de ocorrer plastificação dos dois elementos. Ou seja, o mecanismo estudado neste exemplo pode não corresponder ao verdadeiro mecanismo de colapso do edifício.

5.6.3 Aplicação do Método N2

O procedimento de aplicação do método N2 foi demonstrado anteriormente no presente capítulo, em 5.2.3. Uma vez que o procedimento é idêntico, de seguida serão apenas apresentados, na Tabela 5.7, os resultados obtidos com as diferentes modelações, para o carregamento uniforme.

Tabela 5.7: Deslocamento objectivo edifício.

Tipo de modelação	Deslocamento objectivo [cm]	
	x	y
Shell	10.11	10.65
Frame (M-Rot)	7.5	10.08

Os resultados referentes à aplicação do método N2 ao edifício podem ser consultadas com maior detalhe no Anexo D.

Neste exemplo é utilizado apenas o peso próprio da estrutura, uma vez que se trata de um caso prático a intensão e que este seja o mais próxima da realidade possível, e a estrutura tem massa suficiente para que sejam significativos os esforços devido à acção sísmica.

Em relação ao factor de ductilidade, este é bastante reduzido tanto para as *Shell* como para as *Frame*, isto deve-se, possivelmente, ao facto de a estrutura ser bastante rígida para a massa que tem, ou seja, para a solicitação sísmica regulamentar a estrutura responde praticamente em regime linear, sem existir uma grande dissipação de energia.

Capítulo 6

Conclusões e desenvolvimentos futuros

No presente capítulo são apresentadas as conclusões referentes ao trabalho desenvolvido na presente dissertação bem como possíveis desenvolvimentos futuros no âmbito do tema.

6.1 Conclusões

No presente capítulo são apresentadas as conclusões referentes ao trabalho desenvolvido na presente dissertação bem como apresentados possíveis desenvolvimentos futuros no âmbito do tema.

Em primeiro lugar é importante referir que em função dos resultados obtidos em relação ao exemplo da parede rectangular é possível concluir que os resultados obtidos com as *Shell* são válidos e representam correctamente o comportamento da estrutura.

Uma das conclusões que apresenta maior relevância é o facto de os elementos *Shell* terem em consideração certos fenómenos e as *Frame* não. É possível observar em todos os resultados, sempre que existe uma componente de torção, devido à excentricidade entre a carga aplicada e o centro de corte, a capacidade de carga é sobrestimada nos elementos *Frame* em comparação com as *Shell*. O que leva a concluir que este efeito não é tido em conta nas *Frame*.

Outro resultado bastante relevante, obtido no exemplo do piso não-simétrico é o facto de a modelação com elementos *Frame* ou *Shell* tem influencia nos próprios modos de vibração. Ao modelar a estrutura com *Shell*, todos os modos apresentaram uma elevada componente de torção, que é espectável devido à geometria da estrutura, que não existe nos elementos *Frame*.

É possível afirmar então que os elementos *Frame* sobrestimam a capacidade de carga da estrutura quando esta apresenta uma geometria não-simétrica. Sendo ainda mais sobrestimada no caso de se aplicar uma carga modal em vez de uniforme, uma vez que os modos de vibração das *Frame* apresentam uma menor componente torsional que os modos obtidos com elementos *Shell*.

Existe outra diferença entre os dois elementos que é importante referir, o facto de com os elementos *Shell* ser possível, com a definição do betão com capacidade resistente à tracção, observar a alteração de Fase I para Fase II, secção não fendilhada para secção fendilhada. Tal não é possível de observar nos elementos *Frame*, em que a definição de resistência à tracção do betão não altera em nada o resultado obtido.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Um dos aspectos interessantes a desenvolver no futuro seria a definição dos materiais de forma a ser mais simples, no caso das *Shell*, identificar a rotura da estrutura. O autor propõe então uma definição alternativa para o betão, que se apresenta de seguida na Figura 6.1:

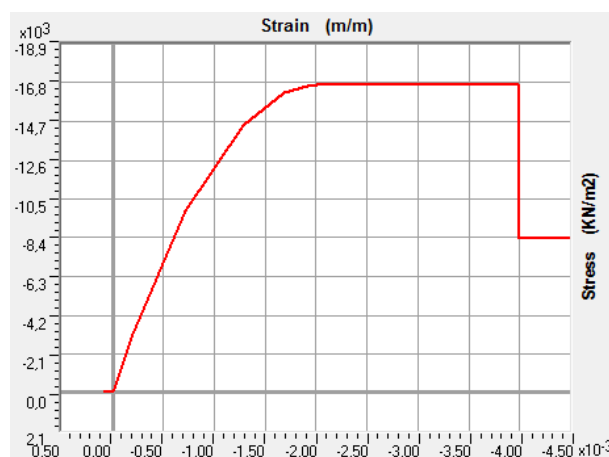


Figura 6.1: Definição alternativa para o betão.

Esta definição do material consiste na perda de tensão, para metade, quando se atinge uma extensão um pouco superior à última. Com isto pretende-se verificar uma alteração detectável na curva de capacidade da estrutura, sem que seja perdida resistência. De seguida, na Figura 6.2, apresenta-se a curva de capacidade obtida com esta definição do betão.

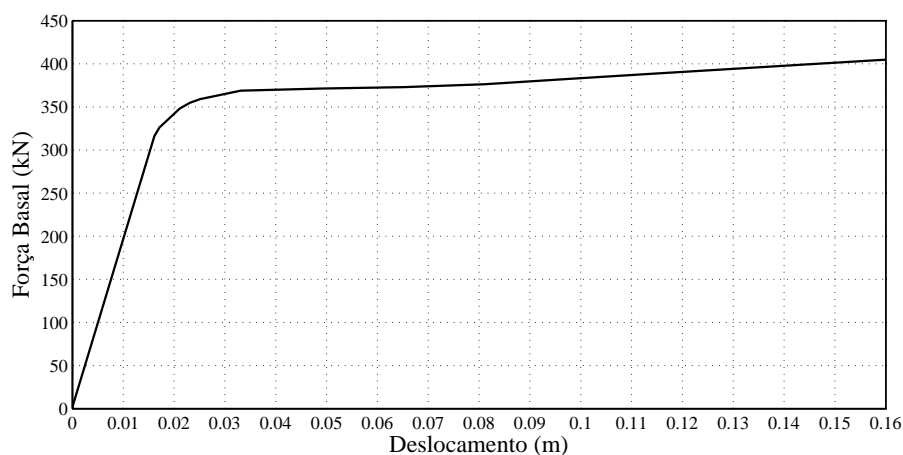


Figura 6.2: Curva de capacidade com definição alternativa do betão.

Ao observar o gráfico anterior é possível perceber que existe um ponto, perto do deslocamento de 0,08 metros, em que a curva muda de declive. É então, de uma forma simplificada, possível definir o ponto onde a estrutura colapsa, uma vez que o resultado daí para a frente não tem qualquer significado físico,

pois ao diminuir a resistência do material é impossível a estrutura aumentar a sua capacidade resistente. A curva apresenta este andamento apenas pelo facto de no *software* SAP2000 existir este erro quando é aplicada uma carga deste tipo, com diferentes passos de carga instantâneos.

Ainda no tema da definição de um critério de rotura da estrutura nos elementos *Shell*, uma outra forma possível, mas mais complexa, passava pela análise das funções que regem o campo de extensões na secção, e definir que o calculo deve ser interrompido assim que se atinge a extensão ultima de um dos materiais. As extensões podem ser controladas da seguinte forma:

A equação do deslocamento ao longo de cada grau de liberdade para cada elemento finito é dada pela seguinte expressão:

$$u(x, y) = \sum \psi_i(x, y)q_i \quad (6.1)$$

Em que as extensões são calculadas da seguinte forma:

$$\varepsilon_x = \frac{u(x, y)}{\partial x} \quad \varepsilon_y = \frac{u(x, y)}{\partial y} \quad (6.2)$$

Com esta abordagem poderia ser possível interromper a análise *Pushover* quando uma das extensões fosse igual ou superior à extensão ultima dos materiais da secção. Embora este calculo pareça simples, é um pouco complexo, através do *software* SAP2000, obter as funções de forma ($\psi(x, y)$) de cada elemento, o que dificulta a implementação deste critério.

Bibliografia

- [1] *Apontamentos de Estruturas de Betão I: Módulo 6 - Verificação da segurança aos estados limites últimos de elementos com esforço axial não desprezável*. Instituto Superior Técnico, 2012. Lisboa.
- [2] Albanesi, T., Biondi, S. and Petrangeli, M. *Pushover analysis: An energy based approach*. 12th European Conference on Earthquake Engineering, 2002. Paper No.605.
- [3] André Belejo, R.B. and Bhatt, C. *Fundec - Análises estáticas não lineares*. IST, 2012.
- [4] Antonious, S. and Pinho, R. Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(4):497 – 522, 2004.
- [5] Antonious, S. and Pinho, R. Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(5):643 – 661, 2004.
- [6] Applied Technology Council. *ATC-40*. Applied Technology Council., 1996.
- [7] Araújo, M. and Delgado, R. *Seismic behaviour modelling of structures using SAP2000*. International Conference on Recent Advances in Non-linear Models - Structural Concrete Applications, CoRAN 2011, 2011.
- [8] Areias, P., Costa, D. D., Alfaiate, J. and Júlio, E. Arbitrary bi-dimensional finite strain crack propagation. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 45(1):61 – 75, 2009.
- [9] Ayhan, D. and Schafer, B. *Moment-Rotation Characterization of Cold-Formed Steel Beams*. Johns Hopkins University, 2012.
- [10] Azevedo, A.F.M. *Análise Não Linear de Estruturas Planas de Betão Armado Pelo Método dos Elementos Finitos*. Master's thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [11] Bazant, Z. P. and Planas, J. *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*. Boca Raton, 1st Edition, CRC Press, 1998.
- [12] Bento, R. *Novos Métodos para Dimensionamento Sísmico de Estruturas*. Ciclo de Palestras em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologias, 2003.
- [13] Borges, A.C.L. *Análise de Pilares Esbeltos de Concreto Armado Solicitados a Flexo-Compressão Oblíqua*. Master's thesis, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- [14] Borst, R. and Guitierrez, M. A unified framework for concrete damage and fracture models including size effects. *International Journal of Fracture*, 95, 1999.
- [15] Bracci, J. M., Kunnath, S. K. and Reinhorn, A. M. Seismic performance and retrofit evaluation of rc structures. *Journal of Structural Engineering*, 123:3 – 10, 1997.

- [16] Carol, I., Rizzi, E. and William, K. An extended volumetric/deviatoric formulation of anisotropic damage based on pseudo-log rate. *European Journal of Mechanics A/Solids*, 21(5):747 – 772, 2002.
- [17] Casarotti, C. and Pinho, R. An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected do earthquake action. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5(3):377 – 390, 2007.
- [18] CEB and FIP. *FIB Model Code*. CEB and FIP., 2010.
- [19] CEN. *NP EN 001993 Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço*. IPQ, Março 2010.
- [20] CEN. *NP EN 1998-1-1 Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para a resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. IPQ, Março 2010.
- [21] Chaboche, J. L. *Description thermodynamique et phénoménologique de la viscoplasticité cyclique avec endommagement*. Ph.D. thesis, Université Paris.
- [22] Chen, A. C. T. and Chen, W. F. Constitutive relations for concrete. *Journal Engeeniring Mechanics ASCE*, 101, 1975.
- [23] Chen, W. F. *Plasticity in reinforced concrete*. J Ross publishing, 2007.
- [24] Chopra, A. K. and Goel, R. K. *A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings*. Earthquake Engineering and Structural Demands, 2002. Vol. 31, 561-582.
- [25] Chopra, A. K. and Goel, R. K. Evaluation of a modified mpa procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands. *Earthquake Spectra*, 20(3):757 – 778, 2004.
- [26] Comi, C. and Perego, U. Fracture energy based bi-dissipative damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 10, 2001.
- [27] Computers & Structures, Inc. *CSI Analysis Reference Manual*. Computers & Structures, Inc., July 2011.
- [28] Costa, D. D., Alfaiate, J., Sluys, L. J. and Júlio, E. A discrete strong discontinuity approach. *Engineering Fracture Mechanics*, 76(9):1176 – 1201, 2009.
- [29] Delgado, R. and Arêde, A. *Apontamentos de Dinâmica de Estruturas*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2000. Porto.
- [30] Desmorat, R., Gatuingt, F. and Ragueneau, F. Non-local anisotropic damage model and related computational aspects for quasi-brittle materials. *International Journal of Fracture*, 74(10):1539 – 1560, 1999.
- [31] Dunne, F. and Petrinic, N. *A Course on Damage Mechanics*. New York, Oxford University Press, 2005.
- [32] Elnashai, A. S. Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. *Structural Engineering and Mechanics*, 12:51 – 69, 2001.
- [33] Faella, G. *Evaluation of RC structures seismic response by means of nonlinear static pushover analysis*. 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1996. Paper 1146.

-
- [34] Fajfar, P. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 1999.
- [35] Fajfar, P. A nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthquake Spectra*, vol. 16(3):573 – 592, 2000.
- [36] Fajfar, P. and Fischinger, M. . N2 - a method for non-linear seismic analysis of regular buildings. *9th World Conference in Earthquake Engineering*, vol. 5:111 – 116, 1988.
- [37] Feenstra, P. H. and Borst, R. A plasticity model and algorithm for mode-i cracking concrete. *Journal Engineering Mechanics*, 71, 1995.
- [38] FEMA. *Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA-356)*. ASCE, 2000.
- [39] Freeman, S. A., Nicoletti, J. P. and Tyrell, J. V. Evaluation of existing buildings for seismic risk. *9th World Conference in Earthquake Engineering*, pages 113 – 122, 1975.
- [40] Freeman, S. A., Paret, T. F. and Sasaki, K. K. *Multi-mode pushover procedure (MMP)-A method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis*. 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1998.
- [41] F.T.K. Au, B.B. and Kwan, A. Complete moment-curvature relationship of reinforced normal and high-strength concrete beams experiencing complex load history. *Computers and Concrete*, vol. 2(4):309 – 324, 2005.
- [42] Gdoutos, E. E. *Solid Mechanics and its Applications - Fracture Mechanics*. The Netherlands, Springer, 2005.
- [43] Gulkan, P. and Sozen, M.A. Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions. *ACI Journal*, vol. 71:604 – 610, 1974.
- [44] Gupta, B. and Kunnath, S. K. Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra*, 16:367 – 391, 2000.
- [45] H. R. Salehian, J. A.O. Barros, M.T. *A Design-Based Approach to Estimate the Moment-Curvature Relationship of Fiber Reinforced Elements Failing in Bending*, Dezembro 2009.
- [46] Hilleborg, A., Modeer, M. and Peterson, P. E. Analysis of crack propagation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6, 1976.
- [47] Jan, T. S., Liu M. W. and Kao Y. C. An upper-bound pushover analysis procedure of estimating seismic demands of high-rise buildings. *Engineering Structures*, 26:117 – 128, 2004.
- [48] Kachanov, M. On the time to rupture under creep conditions. *Izvestija Akademii Nauk SSSR, Otdelenie Techniceskich Nauk*, 8, 1958.
- [49] Kim, S. and D'Amore, E. *Pushover analysis procedures in earthquake engineering*. Earthquake Spectra, 1999. Vol. 15, 3, 417-434.
- [50] Krajcinovic, D. *Damage Mechanics*. North-Holland, 1996.

- [51] Krawinkler, H. *New trends in seismic design methodology*. 10th European Conference on Earthquake Engineering, 1995. Vol. 2 , 821-830.
- [52] Krawinkler, H. and Seneviratna. Pros and cons of pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, vol. 20(4-6):452 – 464, 1998.
- [53] Kunnath, S. K. and Kalkan, E. Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures. *Journal of Structural Engineering*, 132(11):1721 – 1731, 2006.
- [54] Laborderie, C. *Phénomènes Unilatéraux dans un Matériau Endommageable: Modélisation et Application à l'Analyse de Structures en Béton*. Ph.D. thesis, Université Paris.
- [55] Lawson, R. S., Vance, V. and Krawinkler, H. *Nonlinear static pushover analysis, why, when and how?*. 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1994. Vol. 1 , 283-292.
- [56] Lefort, T. *Advanced pushover analysis of RC multi-storey buildings*. Mastersthesi, 2000. Imperial College London.
- [57] Lemaitre, J. *A Course on Damage Mechanics*. Verlag, Springer, 1992.
- [58] Lemaitre, J. and Chaboche, J. L. *Mécanique des matériaux solides*. 1st edition, Dunod, 1985.
- [59] Lemaitre, J. and Desmorat, R. *Engineering Damage Mechanics*. Berlin Heidelberg, Springer, 2005.
- [60] Lucio, V. and Ramos, A.P. *Estruturas de Betão I*. Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa, 2009. Lisboa.
- [61] Marques, M. *Utilização de Técnicas de Análise Modal em Dinâmica não Linear*. Master's thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [62] Mazars, J. *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. Ph.D. thesis, Université Paris.
- [63] Mazars, J. and Pijaudier-Cabot, G. From damage to fracture mechanics and conversely: a combined approach. *Journal of Solids and Structures*, 33, 1996.
- [64] Naiem, F. and Lobo, R. M. *Avoiding common pitfalls in pushover analysis*. Canadian Conference on Earthquake Engineering., 1999. 269-274.
- [65] Ngo, D. and Scordelis, A.C. Finite elements analysis of reinforced beams. *Journal ACI*, 64(3):152 – 163, 1967.
- [66] Oliver, J., Huespe, A. E. and Pulido, M. D. G. From continuum mechanics to fracture mechanics: the strong discontinuity approach. *Engineering Fracture Mechanics*, 69, 2002.
- [67] Paret, T. F., Sasaki, K. K., Eilbeck, D. H. and Freeman, S. A. *Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects*. 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1996. Paper 966.
- [68] Peter Fajfar, D.M. and Peruš, I. *The Extension of the N2 Method to Asymmetric Buildings*. University of Ljubljana, 2005.
- [69] Rabotnov, Y. N. *Creep Rupture*. 12th International Congress of Applied Mechanics, Stanford, 1968.

- [70] Rashid, Y. R. Analysis of prestressed concrete pressure vessels. *Nuclear Engng and Design*, 7(4):334 – 344, 1968.
- [71] Requena, M. and Ayala, G. *Evaluation of a simplified method for the determination of nonlinear seismic response of RC frames*. 12th World Conferenc on Earthquake Engineering, 2000. Paper No.2109.
- [72] Rita Bento, S.F. and Rodrigues, F. *Avaliação Sísmica de Eestruturas de Edifícios com base em Análises Estáticas não Lineares*. 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004. Minho.
- [73] Rodrigues, C.C. *Apontamentos de Resistência dos Materiais II*. Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa, 2008. Monte de Caparica.
- [74] Saiidi, M. and Sozen M. A. Simple nonlinear analysis of rc structures. *Journal of the Structural Division*, vol. 107:937 – 951, 1981.
- [75] Simo, J. C. and Ju, J. W. Strain and stress based continuum damage models-i formulation. *International Journal of Solids Structures*, 23, 1987.
- [76] Tso, W. K. and Moghadam, A. S. *A pushover procedure for tall buildings*. 12th European Conference on Earthquake Engineering, 2002. Papper 395.
- [77] Wells, G. N., and Sluys, L. J. A new method for modeling cohesive cracks using finite elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 50, 2001.
- [78] Willam, K. J. and Este, G. Fracture energy formulation for inelastic behaviour of plain concrete. *Journal Engeeniring Mechanics ASCE*, 120, 1994.
- [79] Willam, K. J. and Warnke, E. P. *Constitutive models for triaxial behavior of concrete*. Proc. Int. Assoc. Bridge Struct. Engrg. Zurich Switzerland, 1975.
- [80] Xu, X. P. Numerical simulation of fast crack growth in brittle solids. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 42, 1994.

Anexo A

Manual de utilizador para elementos Frame

No seguinte anexo é apresentado um manual de utilização de elementos frame na modelação de paredes estruturais para efectuar uma análise pushover no programa de calculo automático SAP2000.

Para o caso prático, de forma a uma melhor compreensão dos passos a seguir, dá-se o exemplo da parede rectangular em consola estudada na presente dissertação.

A.1 Definição dos Materiais

Para definir os materiais é necessário ter em conta que a análise pushover é uma análise não linear, ou seja, há que ter em conta o comportamento não linear dos mesmos. No caso em estudo os materiais a definir são o betão e o aço.

A.1.1 Betão

De modo a definir as características do betão basta seguir os seguintes passos:

Ir ao comando Edite -> Materials -> Add new materials -> Show advanced properties -> Add new material -> Modify/Show material properties

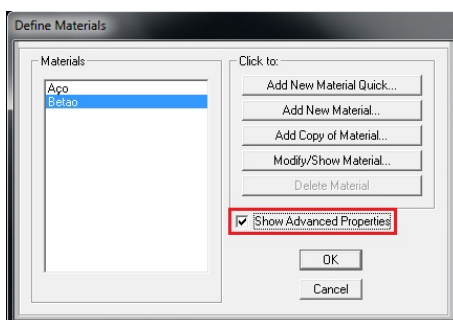


Figura A.1: Show advanced properties

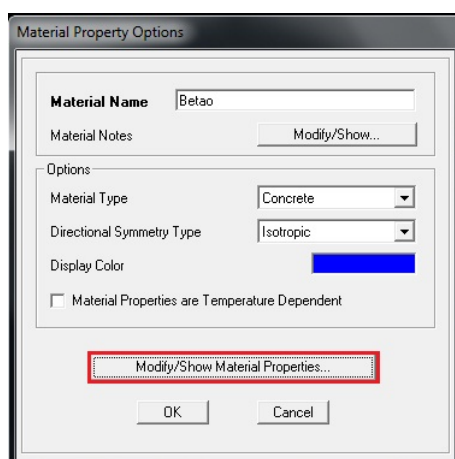


Figura A.2: Modify/Show material properties

No menu apresentado na figura A.2 é necessário, antes de ir a *Modify/ Show Material properties*, definir o *Material type* e o *Directional Symmetry type*.

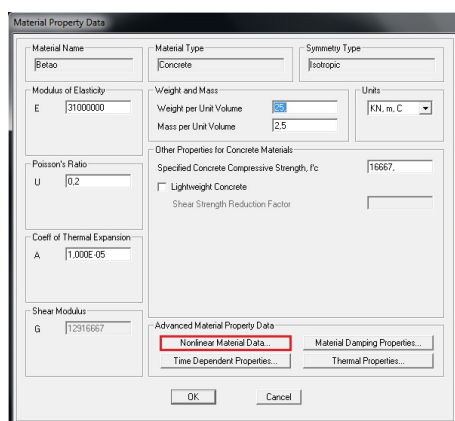


Figura A.3: Nonlinear Data

No menu da figura A.3 é possível definir todas as características que se pretende atribuir ao material. Para definir a não linearidade do material é necessário ir ao comando *nonlinear material data*. Aí, é possível definir as tensões de cedência e de rotura do betão e as respectivas extensões.

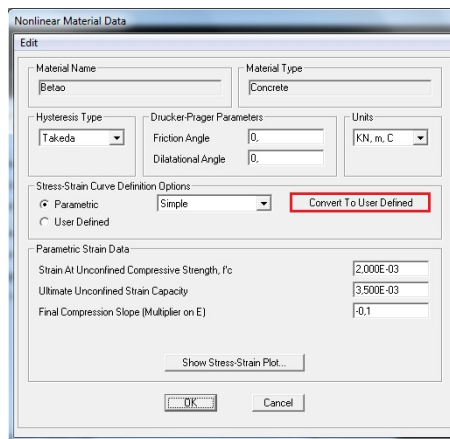


Figura A.4: Convert to user defined

No menu A.4 definem-se as extensões de cedência e última do betão e converte-se para definição do utilizador, onde se pode alterar manualmente os pontos que definem a curva da relação tensão-deformação. Posteriormente é possível fazer um plot do gráfico para perceber se a relação foi bem definida.

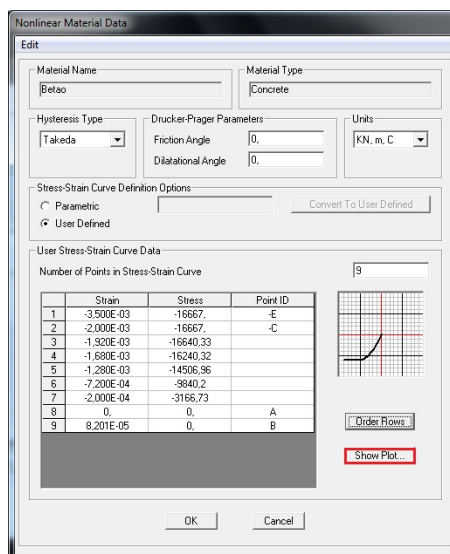


Figura A.5: Stress-Strain Curve Definition

Após os passos definidos anteriormente o Betão está definido com um comportamento não linear.

A.1.2 Aço

A definição do material para o caso do aço é feita de forma análoga à efectuada para o betão, sendo necessário apenas alterar alguns parâmetros.

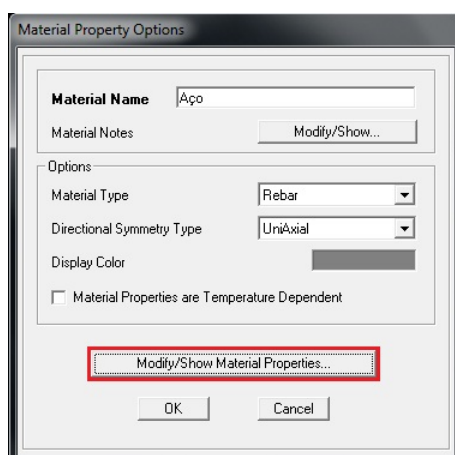


Figura A.6: Modify/Show material properties

No menu da figura A.6 é necessário definir o aço como sendo um elemento de reforço com comportamento uniaxial.

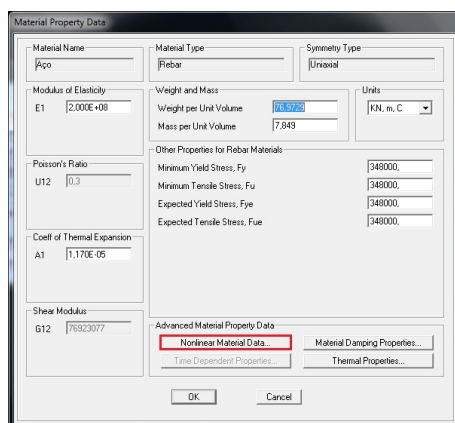


Figura A.7: Nonlinear Data

Tendo em conta o tipo de Aço é possível definir diferentes módulos de elasticidade, tensões de cedência e tensões de rotura.

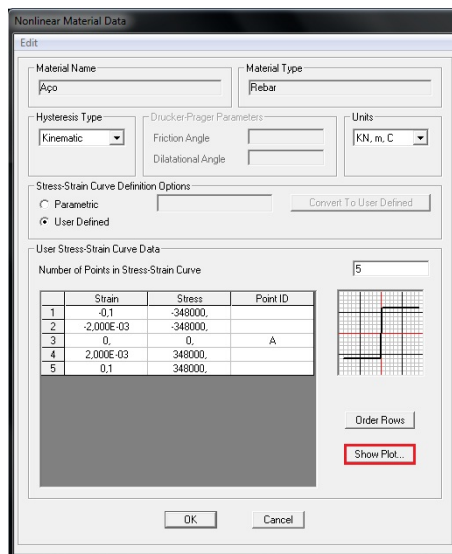


Figura A.8: Stress-Strain Curve Definition

No caso do aço, o mais simples é definir a relação tensão-extensão manualmente, introduzindo os pontos no comando indicado na figura A.8.

A.2 Definição da Secção

Uma vez definidos os materiais, prossegue-se á modelação das secções dos elementos a estudar. Também na definição da secção é importante não esquecer que o pretendido é analisar o comportamento não linear da mesma. Assim sendo, é importante definir os diferentes materiais constituintes do elemento em estudo e o local onde estão posicionados. É possível definir uma secção de modo a efectuar esta análise através dos seguintes comandos:

Define -> Section properties -> Frame section -> Add new propertie

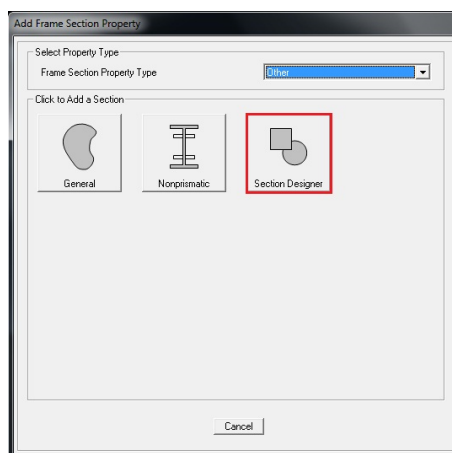


Figura A.9: Section Property

A.2. DEFINIÇÃO DA SECÇÃO

É necessário definir uma secção onde seja possível considerar os dois materiais e representá-los na sua respectiva localização na secção transversal do elemento em análise.

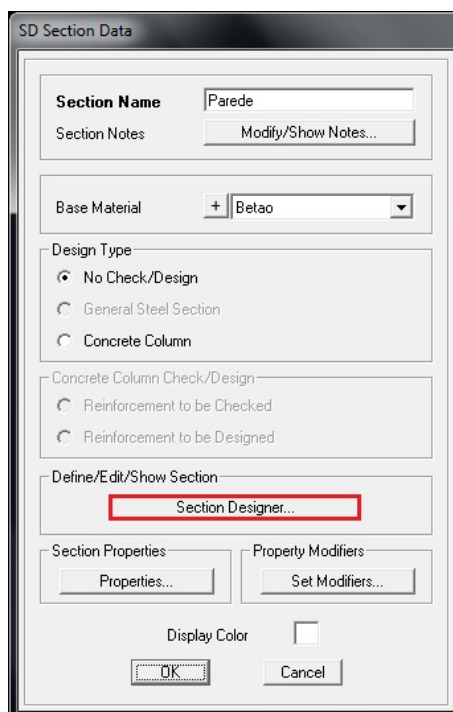


Figura A.10: Section Data

No comando referente á figura A.10 é possível escolher o material base para a secção a modelar.

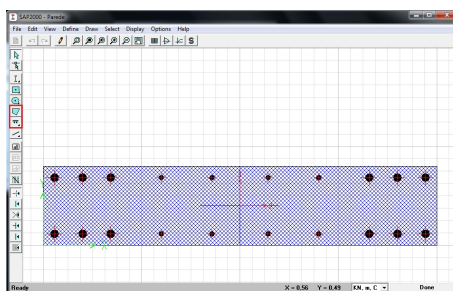


Figura A.11: Section Designer

Para modificar o espaçamento entre os pontos da malha de auxílio basta aceder ao comando:

Options -> Preferences

Para definir correctamente a secção, primeiramente desenha-se a geometria constituída por betão através do primeiro comando sublinhado na imagem e os varões de aço são desenhados pelo segundo comando a sublinhado, ambos representados na figura A.11.

É, também, possível definir a secção através dos seguintes comandos.

Para desenhar a secção de Betão:

Draw -> Draw Poly Shape

Em seguida desenha-se a secção com as dimensões pretendidas.

Para desenhar as Armaduras:

Draw -> Draw Reinforcing Shape

Sendo assim possível colocar os varões na sua respectiva localização na secção transversal do elemento.

A.3 Definição das Rótulas Plásticas

Posteriormente à elaboração do modelo da estrutura a analisar é necessário definir rótulas plásticas nos elementos modelados com frames, de modo a atribuir um comportamento não linear aos mesmos. No programa SAP2000 existem várias possibilidades para definir as rótulas plásticas, sendo que no presente manual serão abordadas três definições possíveis.

De um modo geral, as rótulas plásticas são atribuídas através dos seguintes comandos:

Assign -> Frame -> Hinges

A.3.1 Caltrans Flexural Hinge

Este tipo de rótula é definido de forma automática e baseia-se na relação momento-curvatura até ocorrer a rotura de um dos materiais.

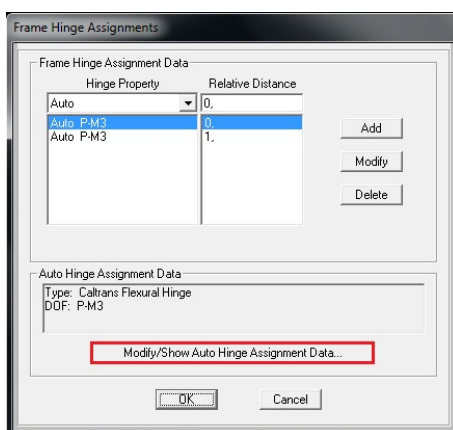


Figura A.12: Hinge Assignments

A.3. DEFINIÇÃO DAS RÓTULAS PLÁSTICAS

É necessário definir uma rótula em cada extremidade de cada elemento. Para tal, basta no menu da figura A.12 definir duas distâncias relativas como apresentado na mesma figura.

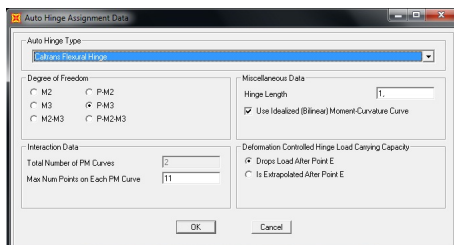


Figura A.13: Hinge Data

No menu da imagem A.13 é necessário definir a relação do esforço axial com o momento, tendo em conta o plano em estudo. Como indicado na imagem A.14, para uma correcta definição deste tipo de rótulas, é necessário utilizar a curva momento-curvatura idealizada (Bilinear).

A.3.2 Momento-curvatura com definição automática de N-M

Este tipo de rótulas são atribuídas manualmente, embora as relações de momento-curvatura e N-M sejam definidas de forma automática. Para definir manualmente este género de rótula plástica deve seguir-se os seguintes comandos:

Define -> Section Properties -> Hinge Properties -> Add new property -> User defined

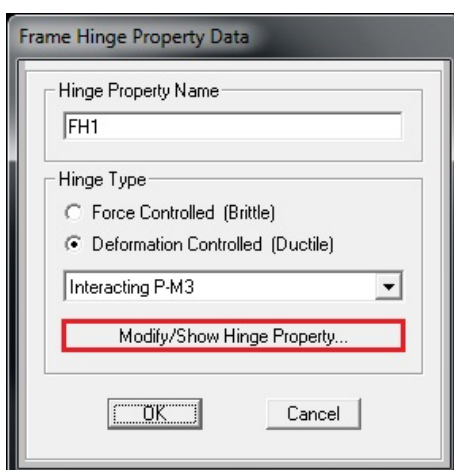


Figura A.14: Hinge Properties

No menu da imagem A.14 é possível definir a relação N-M que melhor se adequa ao caso em estudo. O *hinge type* deve ser *Deformation Controlled*.

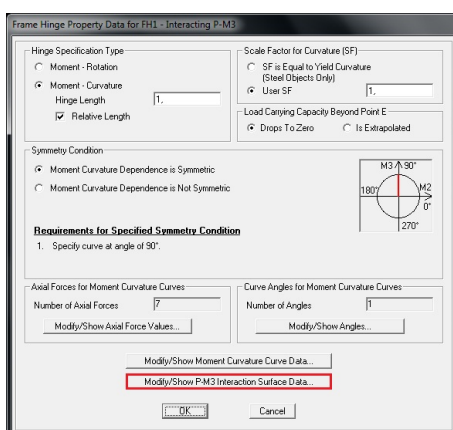


Figura A.15: Hinge Properties Data

Através do menu da figura A.15 é possível definir o tipo de relação histerética pretendida, a zona do elemento que é pretendido atribuir o comportamento plástico e a dependência simétrica ou assimétrica da relação momento-curvatura/rotação. De modo a atribuir a relação momento-curvatura devem efectuar-se os passos definidos na mesma imagem. É necessário, ainda, atribuir o tipo de relação P-M que é pretendido estudar, como representado na figura A.16.

Após estar definida a rótula plástica, esta é atribuída aos elementos modelados com frames seguindo os passos anteriormente referidos, que são:

Assign -> Frames -> Hinges

Atribuindo, assim, as rótulas novamente em cada extremidade do elemento, não sendo necessário efectuar mais nenhuma alteração.

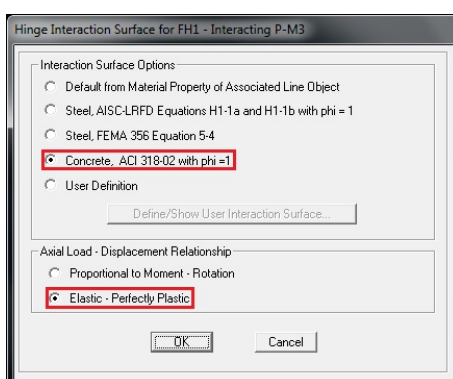


Figura A.16: Interection P-M

A.3.3 Momento-Rotação com definição automática de N-M

Estas rótulas plásticas são definidas exactamente da mesma maneira que as representadas em A.3.2. É necessário, apenas, alterar no menu da figura A.16 o tipo de relação histerética para momento-rotação.

Estas são atribuídas aos elementos modelados com frames da mesma maneira que as rótulas referidas anteriormente.

A.4 Definição das Cargas

Ao definir as cargas é necessário ter em conta que o pretendido é efectuar uma análise não linear, o que implica que as cargas aplicadas terão que estar, necessariamente, em regime não linear. De seguida, passa-se a explicar a metodologia para a atribuição da não linearidade das cargas, tendo por base o caso prático. As cargas existentes são: DEAD e PUSHOVER.

A.4.1 DEAD

A carga designada como DEAD é a referente às cargas verticais, como por exemplo o peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecargas. Este tipo de cargas estão definidas como lineares automaticamente pelo SAP2000. De modo a defini-las como não lineares basta seguir os seguintes passos:

Define -> Load Cases -> Modify/Show load case

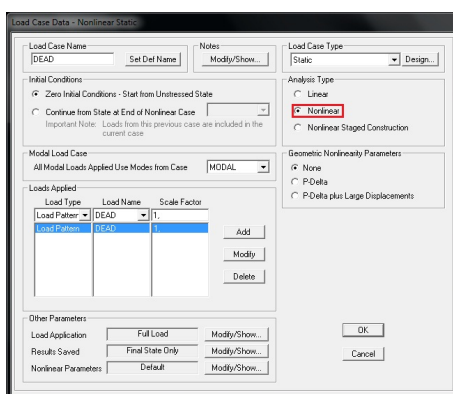


Figura A.17: Load Case DEAD

A.4.2 PUSHOVER

De modo a definir a carga respectiva ao carregamento para a análise PUSHOVER é necessário criar um novo caso de análise da seguinte forma:

Define -> Load Cases -> Add New Load Case

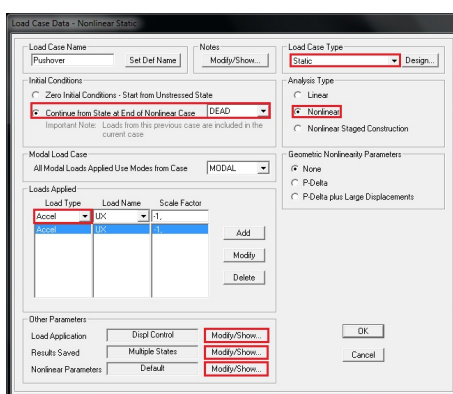


Figura A.18: Load Case Pushover

Tendo o menu da figura A.18 aberto, de modo a uma correcta definição da carga. Nesta fase é importante não esquecer que o carregamento pode ser uniforme ou modal, ambos são definidos neste menu da seguinte forma:

Para aplicar o carregamento uniforme é necessário definir os diferentes parâmetros da seguinte forma:

- Load Case type -> Static;
- Continue from State at end of Nonlinear Case -> DEAD ;
- Analysis type -> Nonlinear;
- Loads Applied -> Load Type -> Acceleration;
- Loads Applied -> Load Name (Depende da direcção em estudo);
- Loads Applied -> Scale Factor (-1, de modo a obter uma deformada com deslocamentos positivos).

Para aplicar o carregamento modal é necessário definir os diferentes parâmetros da seguinte forma:

- Load Case type -> Static;
- Continue from State at end of Nonlinear Case -> DEAD ;
- Analysis type -> Nonlinear;
- Loads Applied -> Load Type -> Modal;
- Loads Applied -> Load Name (Depende do modo de vibração preponderante na direcção em estudo);
- Loads Applied -> Scale Factor (-1 ou 1, depende da deformada do modo de vibração).

Após definir da carga é importante definir o modo de aplicação e o armazenamento dos resultados, é possível alterar os mesmos através dos comandos *Load Application Results Saved* existentes no menu na figura A.18

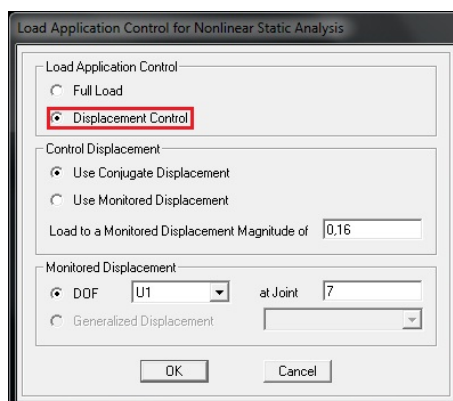


Figura A.19: Load Application

No menu da figura A.19 aplica-se a carga como *Displacement Control* e selecciona-se o ponto em que se pretende aplicar a mesma. Em cada passo o programa regista o deslocamento do ponto seleccionado.

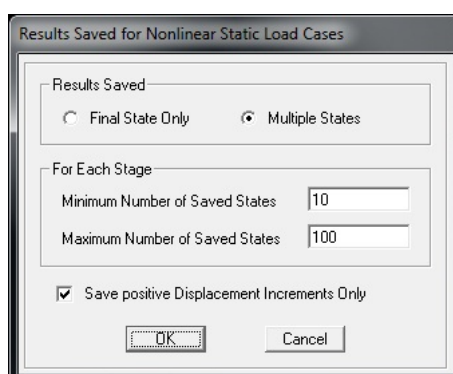


Figura A.20: Results Saved

No menu da figura A.20 pretende-se que os resultados sejam definidos em múltiplos estados. Define-se o mínimo e o máximo número de passos a gravar e que se pretende apenas gravar os resultados referentes aos deslocamentos positivos.

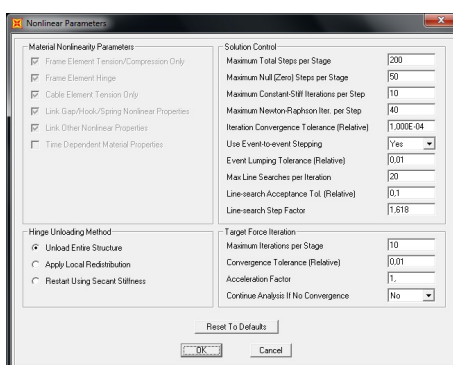


Figura A.21: Nonlinear Parameters

No menu referente ao *Nonlinear Parameters*, presente na figura A.21, é possível alterar vários parâmetros referentes ao processo de cálculo da análise *PUSHOVER*.

O número total de passos pode ser alterado de modo a conseguir o maior número de pontos possíveis para definir a curva de capacidade da estrutura. No entanto, não convém exceder em demasia o número de passos que queremos em cada análise, pois pode levar a uma grande demora se a convergência do resultado estiver com problemas de instabilidade. O número total de *Null Steps* é importante para o programa parar o cálculo no caso de ocorrência de instabilidades numéricas no mesmo.

A.5 Análise dos Resultados

Após correr o modelo, e efectuada a análise pushover, é possível observar a curva de capacidade da estrutura. Para obter o resultado é necessário utilizar os seguintes comandos:

Display -> Show Static Pushover Curve

Podendo ainda saber os pontos que definem a curva, quando apresentada a curva em:

File -> Display tables

Existe ainda a possibilidade de observar o local onde ocorrem as rótulas plásticas e a evolução do mecanismo de rotura através dos seguintes comandos:

Display -> Show Deformed Shape

Escolhendo aí a acção do pushover.

Anexo B

Manual de utilizador para elementos Shell

No seguinte anexo é apresentado um manual de utilização de elementos Shell na modelação de paredes estruturais para efectuar uma análise pushover no programa de calculo automático SAP2000.

Para o caso prático, de forma a uma melhor compreensão dos passos a seguir, dá-se o exemplo da parede rectangular em consola estudada na presente dissertação.

B.1 Definição dos Materiais

Para definir os materiais é necessário ter em conta que a análise pushover é uma análise não linear, ou seja, há que ter em conta o comportamento não linear dos mesmos. No caso em estudo os materiais a definir são o betão e o aço.

B.1.1 Betão

De modo a definir as características do betão basta seguir os seguintes passos:

Ir ao comando Edite -> Materials -> Add new materials -> Show advanced properties -> Add new material -> Modify/Show material properties

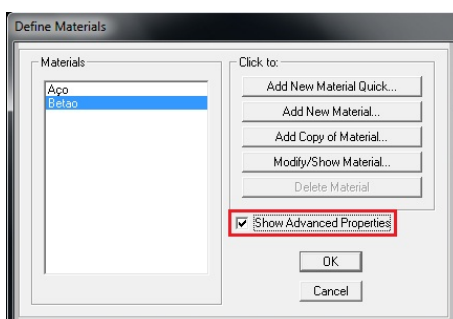


Figura B.1: Show advanced properties

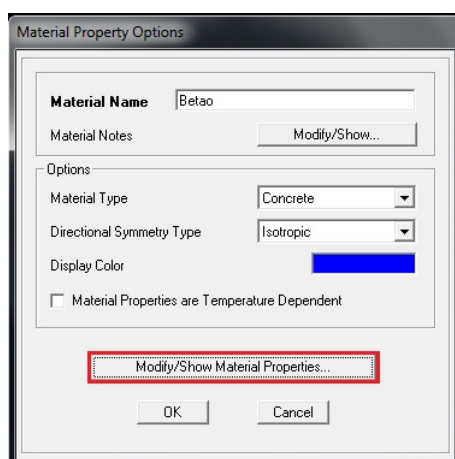


Figura B.2: Modify/Show material properties

No menu apresentado na figura B.2 é necessário, antes de ir a *Modify/ Show Material properties*, definir o *Material type* e o *Directional Symmetry type*.

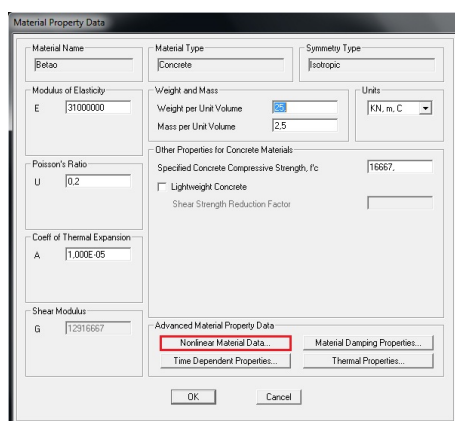


Figura B.3: Nonlinear Data

No menu da figura B.3 é possível definir todas as características que se pretende atribuir ao material. Para definir a não linearidade do material é necessário ir ao comando *nonlinear material data*. Aí, é possível definir as tensões de cedência e de rotura do betão e as respectivas extensões.

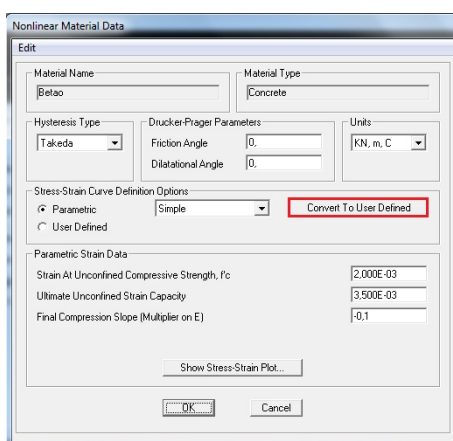


Figura B.4: Convert to user defined

No menu B.4 definem-se as extensões de cedência e última do betão e converte-se para definição do utilizador, onde se pode alterar manualmente os pontos que definem a curva da relação tensão-deformação. Posteriormente é possível fazer um plot do gráfico para perceber se a relação foi bem definida.

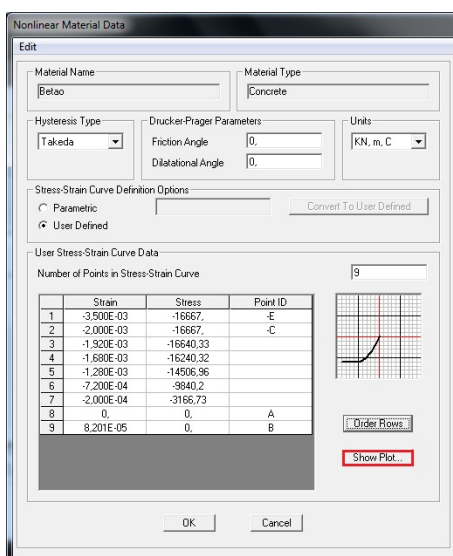


Figura B.5: Stress-Strain Curve Definition

Após os passos definidos anteriormente o Betão está definido com um comportamento não linear.

B.1.2 Aço

A definição do material para o caso do aço é feita de forma análoga à efectuada para o betão, sendo necessário apenas alterar alguns parâmetros.

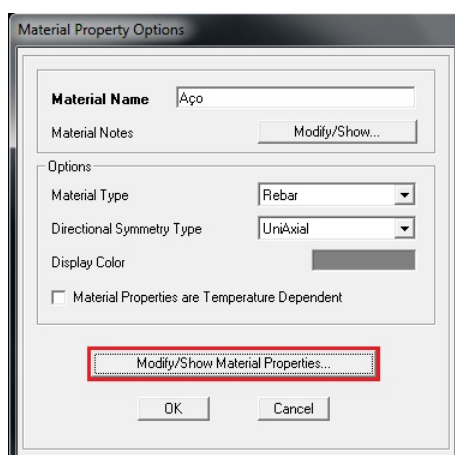


Figura B.6: Modify/Show material properties

No menu da figura B.6 é necessário definir o aço como sendo um elemento de reforço com comportamento uniaxial.

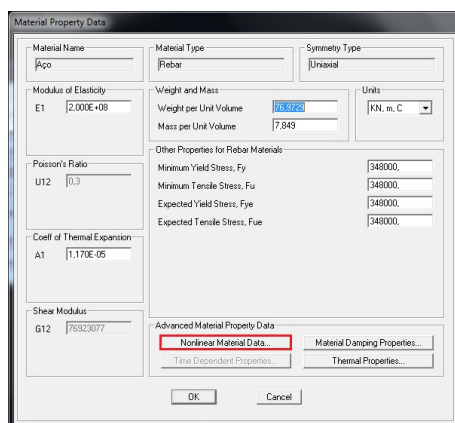


Figura B.7: Nonlinear Data

Tendo em conta o tipo de Aço é possível definir diferentes módulos de elasticidade, tensões de cedência e tensões de rotura.

Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: Aço

Material Type: Rebar

Hysteresis Type: Kinematic

Drucker-Prager Parameters:

Friction Angle:

Dilatational Angle:

Units: KN, m, C

Stress-Strain Curve Definition Options:

☐ Parametric

☒ User Defined

Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data:

Number of Points in Stress-Strain Curve: 5

	Strain	Stress	Point ID
1	-0.1	-348000.	
2	-2.000E-03	-348000.	
3	0.	0.	A
4	2.000E-03	348000.	
5	0.1	348000.	

Order Rows

Show Plot...

OK Cancel

Figura B.8: Stress-Strain Curve Definition

No caso do aço, o mais simples é definir a relação tensão-extensão manualmente, introduzindo os pontos no comando indicado na figura B.8.

B.2 Definição da Secção

Uma vez definidos os materiais, prossegue-se á modelação das secções dos elementos a estudar. Também na definição da secção é importante não esquecer que o pretendido é analisar o comportamento não linear da mesma. Assim sendo, é importante definir os diferentes materiais constituintes do elemento em estudo e o local onde estão posicionados. É possível definir uma secção de modo a efectuar esta análise através dos seguintes comandos:

Define -> Section properties -> Area section -> Add new Section

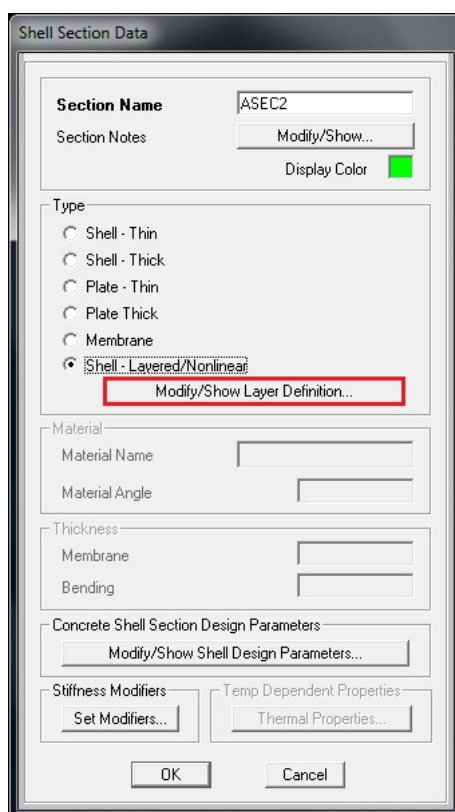


Figura B.9: Shell Section

É necessário definir uma secção onde seja possível considerar os dois materiais e representá-los na sua respectiva localização na secção transversal do elemento em análise.

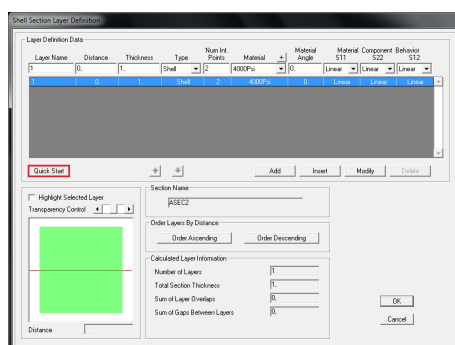


Figura B.10: Shell Section Definition

É possível definir as diferentes *Layers* manualmente, embora seja mais simples e prático optar por fazer um *Quick Start*.

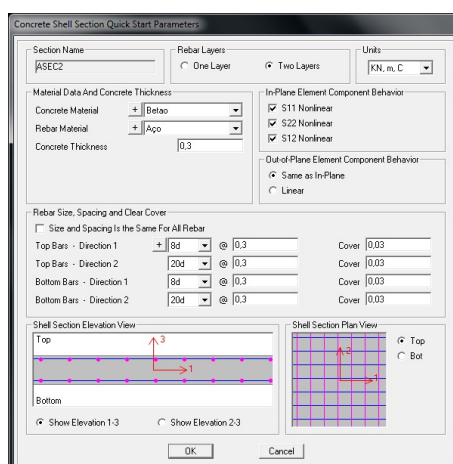


Figura B.11: Shell Section Quick Start

No menu *Quick Start* defini-se o material base da secção, o material pretendido para utilizar nos elementos de reforço, a espessura da secção, o recobrimento e o espaçamento entre varões.

Após definirmos todos os parâmetros referidos é importante não esquecer que o pretendido é fazer uma análise não linear, o que significa que todos os materiais constituintes da secção têm de estar definidos com um comportamento não linear.

B.3 Definição das Cargas

Ao definir as cargas é necessário ter em conta que o pretendido é efectuar uma análise não linear, o que implica que as cargas aplicadas terão que estar, necessariamente, em regime não linear. De seguida, passa-se a explicar a metodologia para a atribuição da não linearidade das cargas, tendo por base o caso prático. As cargas existentes são: DEAD e PUSHOVER.

B.3.1 DEAD

A carga designada como DEAD é a referente às cargas verticais, como por exemplo o peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecargas. Este tipo de cargas estão definidas como lineares automaticamente pelo SAP2000. De modo a defini-las como não lineares basta seguir os seguintes passos:

Define -> Load Cases -> Modify/Show load case

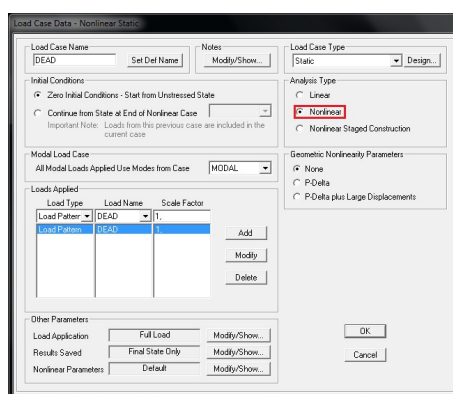


Figura B.12: Load Case DEAD

B.3.2 PUSHOVER

De modo a definir a carga respectiva ao carregamento para a análise PUSHOVER é necessário criar um novo caso de análise da seguinte forma:

Define -> Load Cases -> Add New Load Case

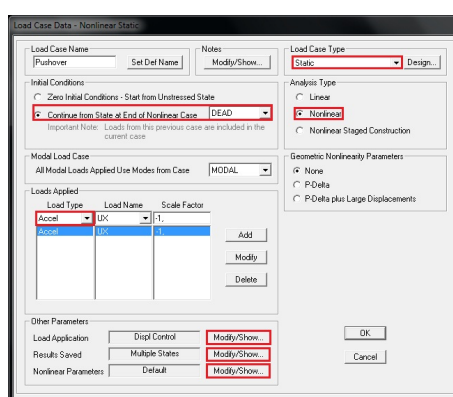


Figura B.13: Load Case Pushover

Tendo o menu da figura B.13 aberto, de modo a uma correcta definição da carga. Nesta fase é importante não esquecer que o carregamento pode ser uniforme ou modal, ambos são definidos neste menu da seguinte forma:

Para aplicar o carregamento uniforme é necessário definir os diferentes parâmetros da seguinte forma:

- Load Case type -> Static;
- Continue from State at end of Nonlinear Case -> DEAD ;
- Analysis type -> Nonlinear;

- Loads Aplied -> Load Type -> Acceleration;
- Loads Aplied -> Load Name (Depende da direcção em estudo);
- Loads Aplied -> Scale Factor (-1, de modo a obter uma deformada com deslocamentos positivos).

Para aplicar o carregamento modal é necessário definir os diferentes parâmetros da seguinte forma:

- Load Case type -> Static;
- Continue from State at end of Nonlinear Case -> DEAD ;
- Analisis type -> Nonlinear;
- Loads Aplied -> Load Type -> Modal;
- Loads Aplied -> Load Name (Depende do modo de vibração preponderante na direcção em estudo);
- Loads Aplied -> Scale Factor (-1 ou 1, depende da deformada do modo de vibração).

Após definir da carga é importante definir o modo de aplicação e o armazenamento dos resultados, é possível alterar os mesmos através dos comandos *Load Application Results Saved* existentes no menu na figura B.13

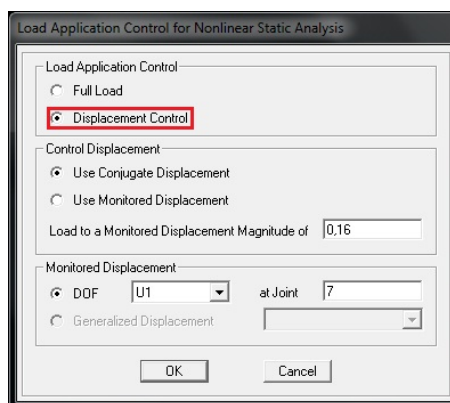


Figura B.14: Load Application

No menu da figura B.14 aplica-se a carga como *Displacement Control* e selecciona-se o ponto em que se pretende aplicar a mesma. Em cada passo o programa regista o deslocamento do ponto seleccionado.

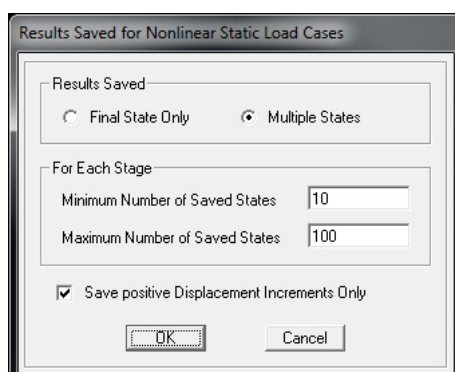


Figura B.15: Results Saved

No menu da figura A.20 pretende-se que os resultados sejam definidos em múltiplos estados. Define-se o mínimo e o máximo número de passos a gravar e que se pretende apenas gravar os resultados referentes aos deslocamentos positivos.

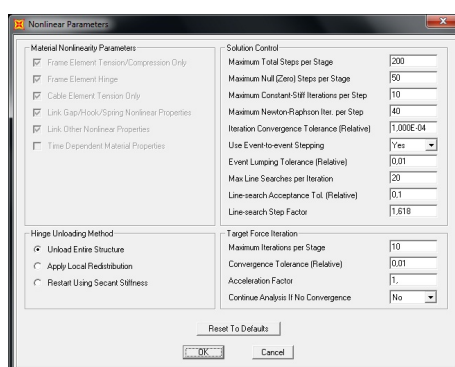


Figura B.16: Nonlinear Parameters

No menu referente ao *Nonlinear Parameters*, presente na figura B.16, é possível alterar vários parâmetros referentes ao processo de cálculo da análise *PUSHOVER*.

O número total de passos pode ser alterado de modo a conseguir o maior número de pontos possíveis para definir a curva de capacidade da estrutura. No entanto, não convém exceder em demasia o número de passos que queremos em cada análise, pois pode levar a uma grande demora se a convergência do resultado estiver com problemas de instabilidade. O número total de *Null Steps* é importante para o programa parar o cálculo no caso de ocorrência de instabilidades numéricas no mesmo.

B.4 Análise dos Resultados

Após correr o modelo, e efectuada a análise pushover, é possível observar a curva de capacidade da estrutura. Para obter o resultado é necessário utilizar os seguintes comandos:

Display -> Show Static Pushover Curve

Podendo ainda saber os pontos que definem a curva, quando apresentada a curva em:

File -> Display tables

Anexo C

Analise paramétrica

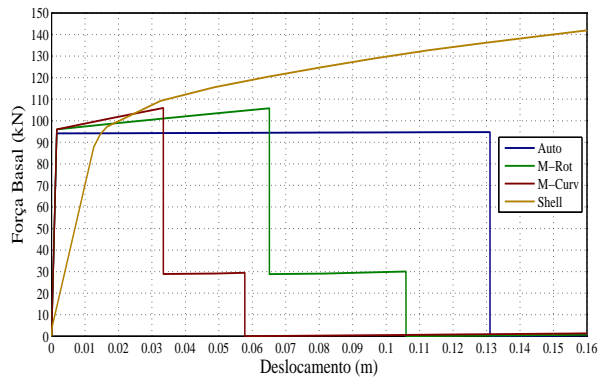
O presente Anexo destina-se à apresentação dos resultados obtidos em função da análise paramétrica realizada aos exemplos apresentados no capítulo 5, com excepção do exemplo relativo à aplicação do *Pushover* ao edifício.

A análise paramétrica é efectuada com o intuito de perceber a sensibilidade dos modelos elaborados à alteração de certos parâmetros. No caso em estudo considerou-se importante analisar a sensibilidade dos resultados à alteração da classe de betão bem como à quantidade de armadura que constitui os elementos. Devido a este facto alterou-se a classe do betão através da alteração do valor de f_{cd} desde 25% do valor definido até aos 200% do mesmo. É apenas alterado o valor de f_{cd} e de mais nenhum parâmetro uma vez que a gama de valores respeita o definido no EC8. Em relação ao aço foi alterada a quantidade de armadura longitudinal desde 25% do valor definido inicialmente até 200% do mesmo.

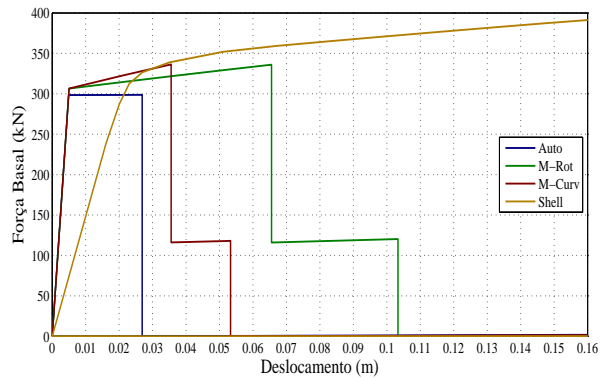
No final de cada exemplo será apresentada uma discussão dos resultados obtidos na análise paramétrica. Os resultados são apresentados de seguida.

C.1 Parede Rectangular

C.1.1 Carregamento uniforme

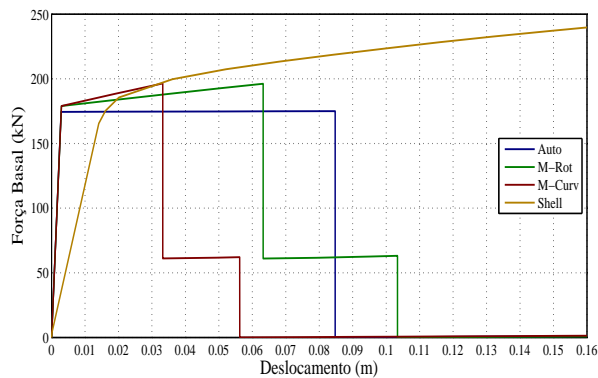


(a) Área de aço a 25 %.

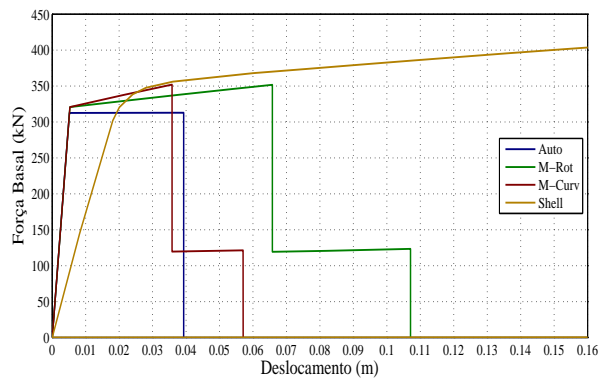


(b) Tensão do Betão a 25 %.

Figura C.1: Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.

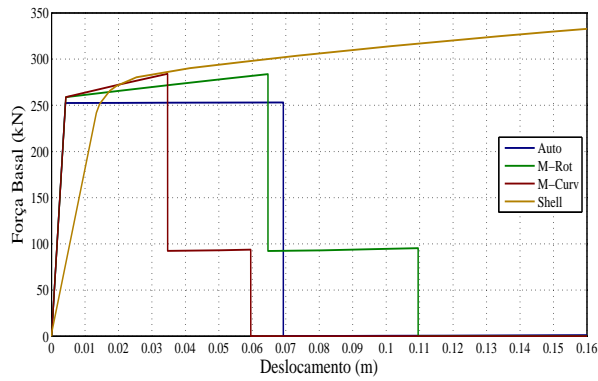


(a) Área de aço a 50 %.

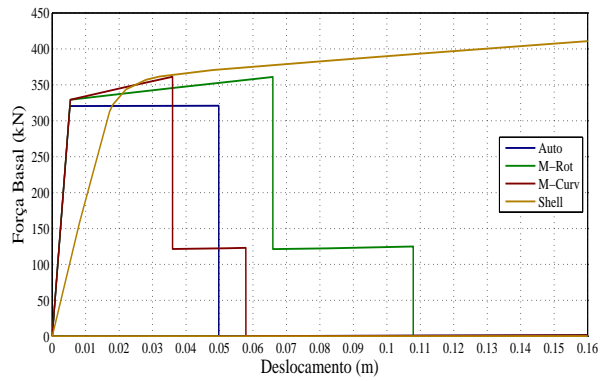


(b) Tensão do Betão a 50 %.

Figura C.2: Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.

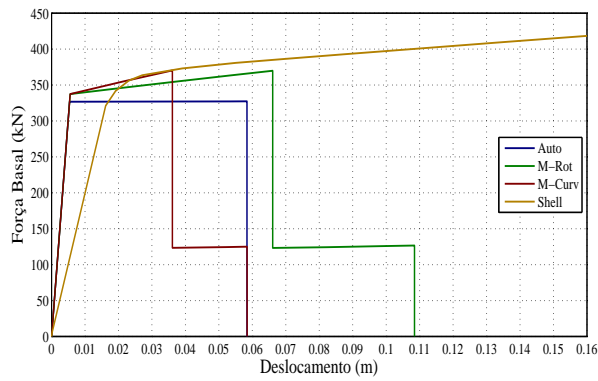


(a) Área de aço a 75 %.

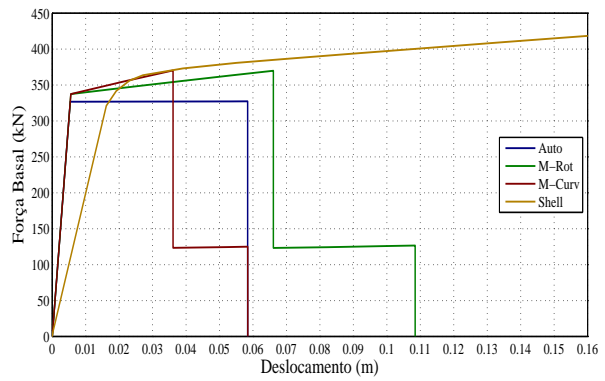


(b) Tensão do Betão a 75 %.

Figura C.3: Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.

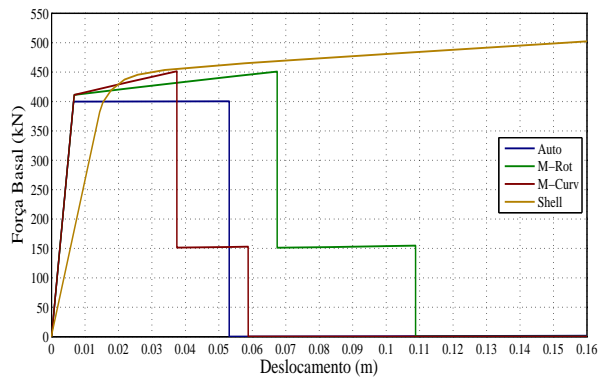


(a) Área de aço a 100 %.

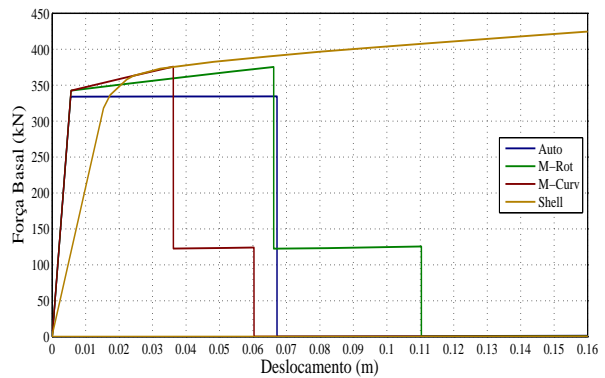


(b) Tensão do Betão a 100 %.

Figura C.4: Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.

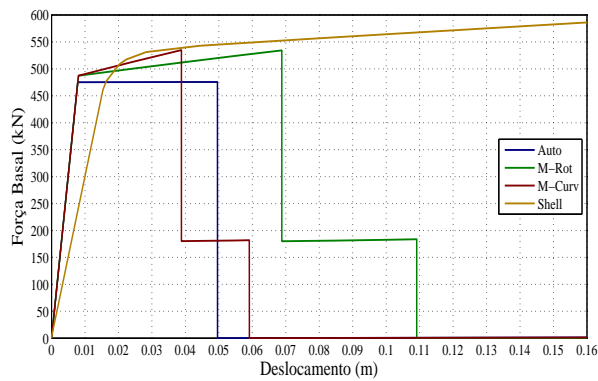


(a) Área de aço a 125 %.

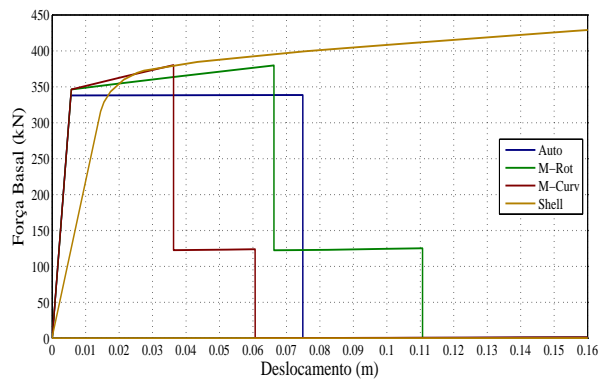


(b) Tensão do Betão a 125 %.

Figura C.5: Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.

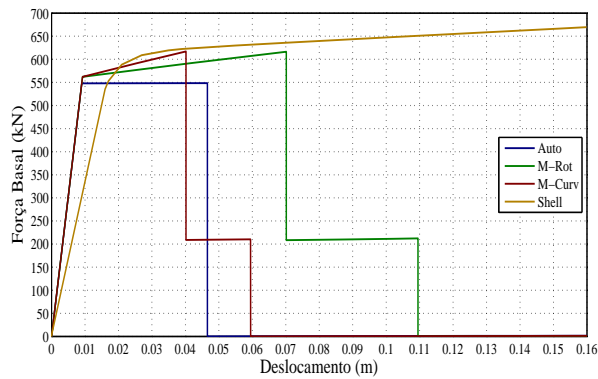


(a) Area de aço a 150 %.

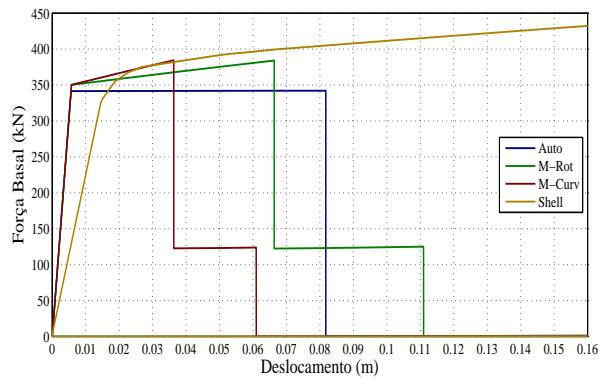


(b) Tensão do Betão a 150 %.

Figura C.6: Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.

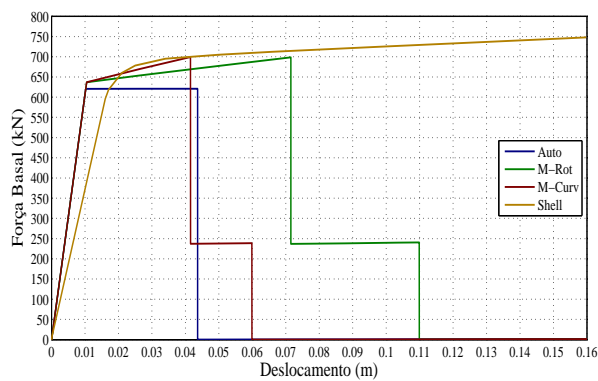


(a) Area de aço a 175 %.

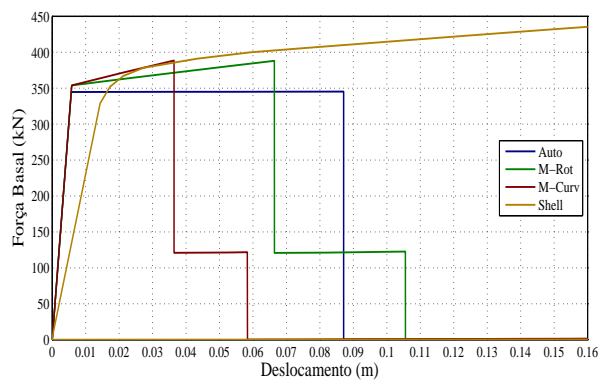


(b) Tensão do Betão a 175 %.

Figura C.7: Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.

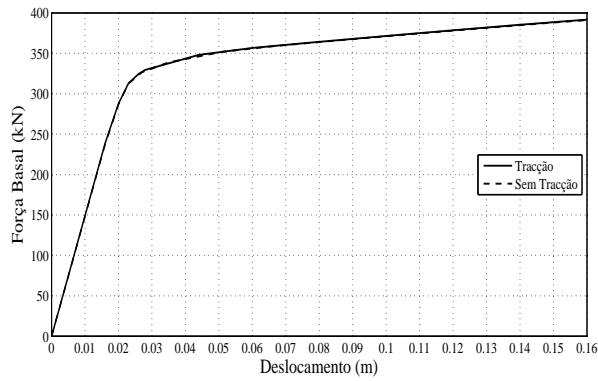


(a) Area de aço a 200 %.

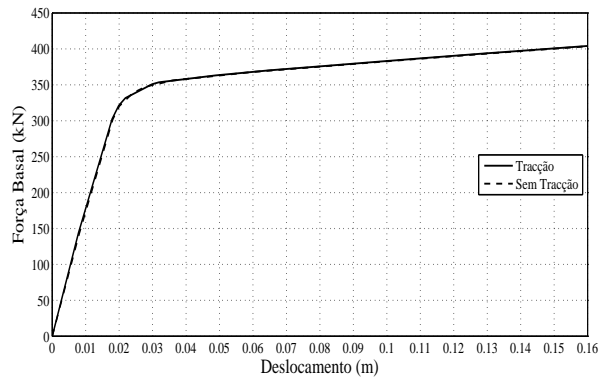


(b) Tensão do Betão a 200 %.

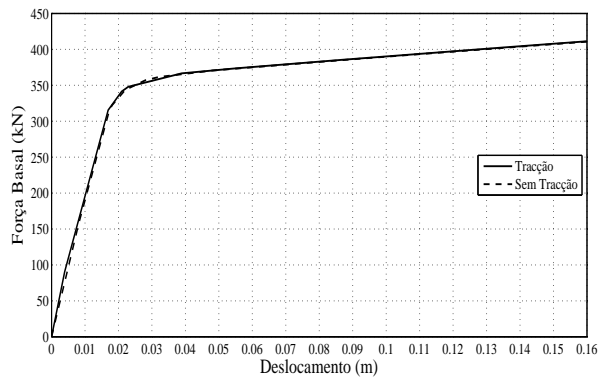
Figura C.8: Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.



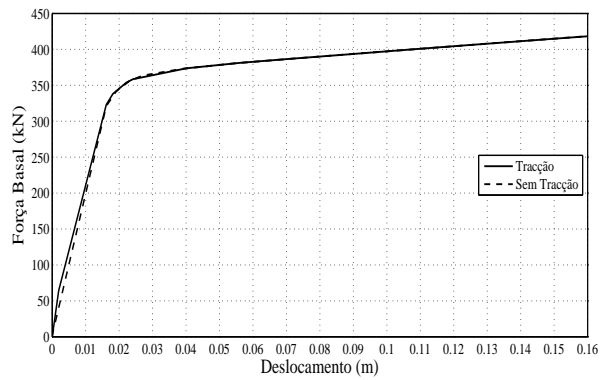
(a) Tensão do Betão a 25%.



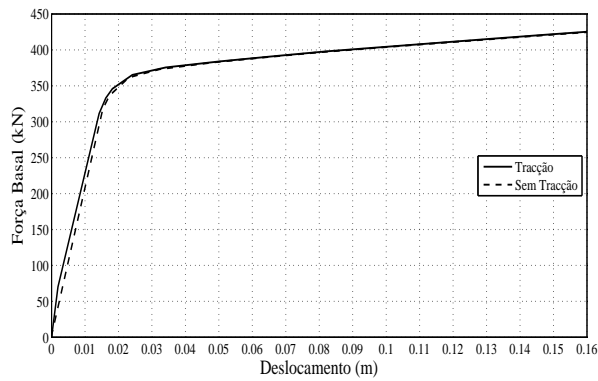
(b) Tensão do Betão a 50 %.



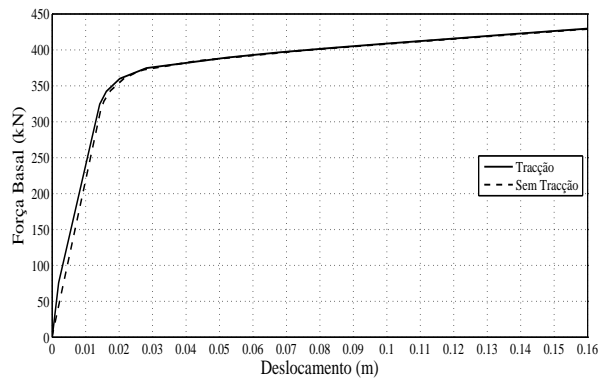
(c) Tensão do Betão a 75 %.



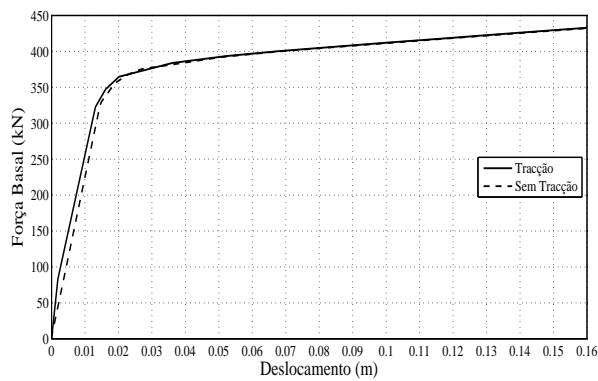
(d) Tensão do Betão a 100 %.



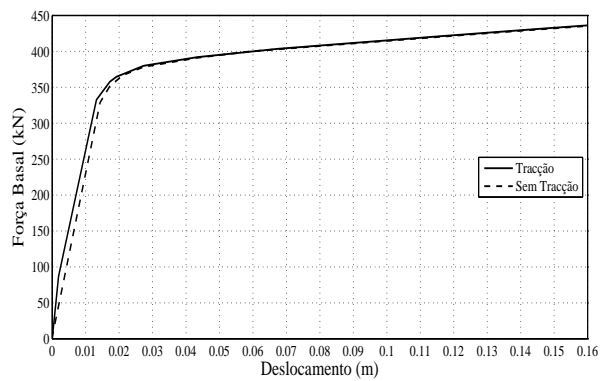
(e) Tensão do Betão a 125 %.



(f) Tensão do Betão a 150 %.

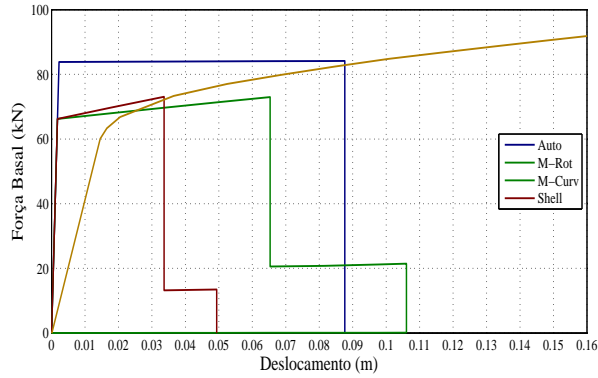


(g) Tensão do Betão a 175 %.

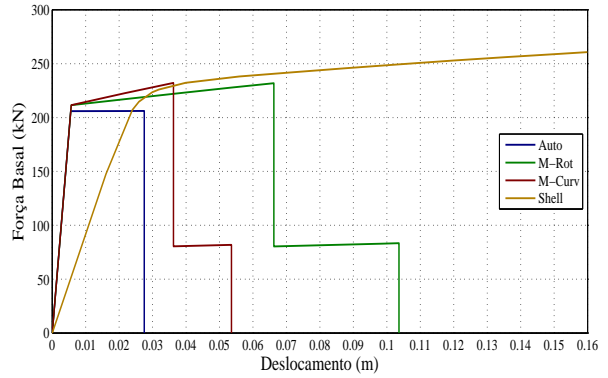


(h) Tensão do Betão a 200 %.

C.1.2 Carregamento Modal

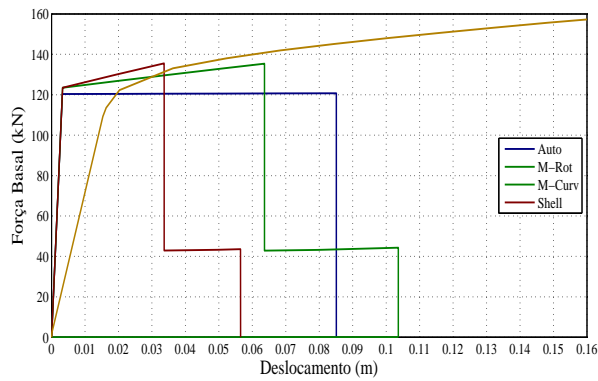


(a) Area de aço a 25 %.

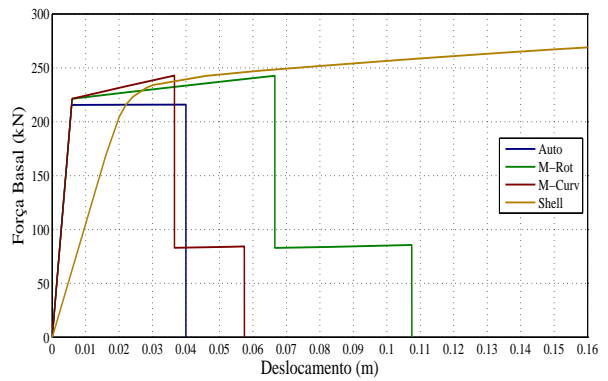


(b) Tensão do Betão a 25 %.

Figura C.10: Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.

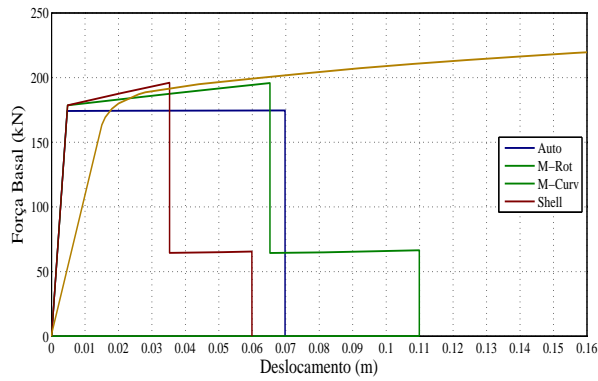


(a) Area de aço a 50 %.

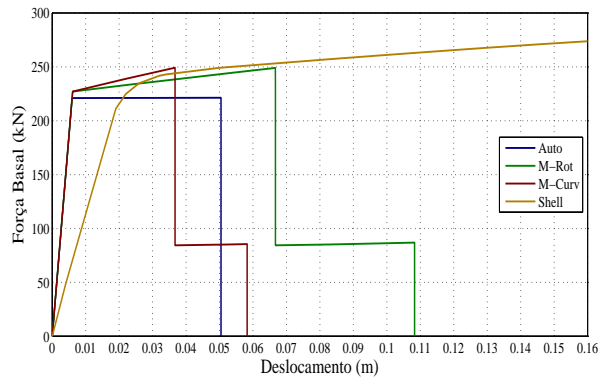


(b) Tensão do Betão a 50 %.

Figura C.11: Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.

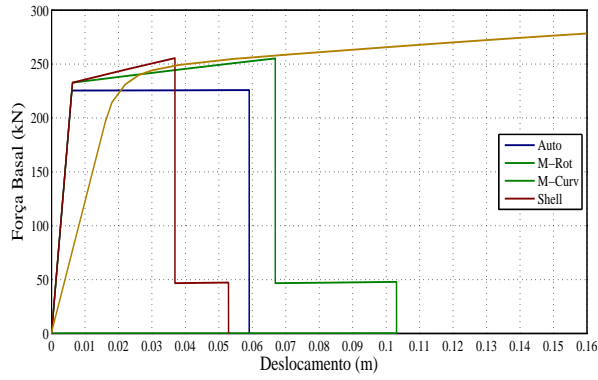


(a) Área de aço a 75 %.

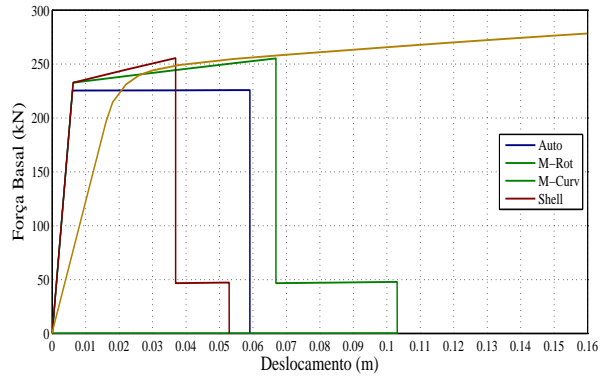


(b) Tensão do Betão a 75 %.

Figura C.12: Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.

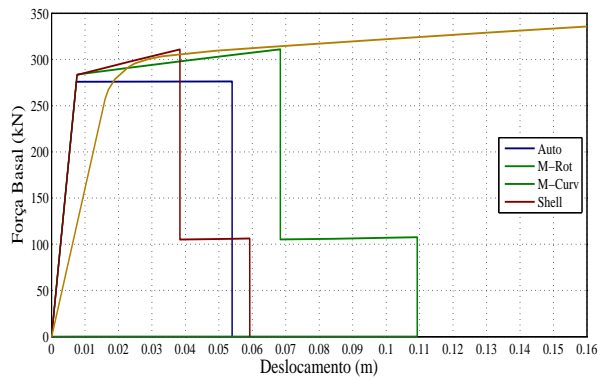


(a) Área de aço a 100 %.

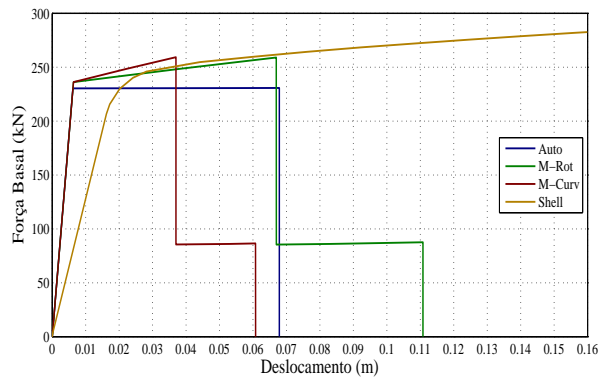


(b) Tensão do Betão a 100 %.

Figura C.13: Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.

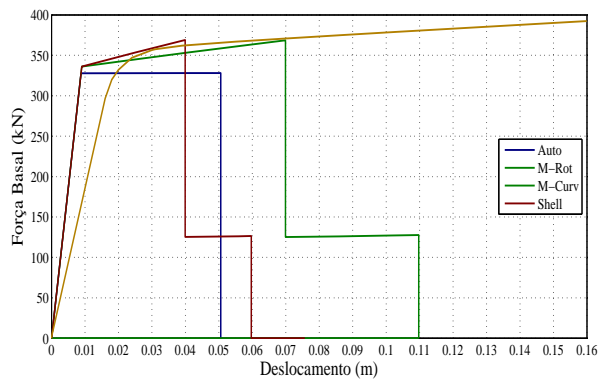


(a) Área de aço a 125 %.

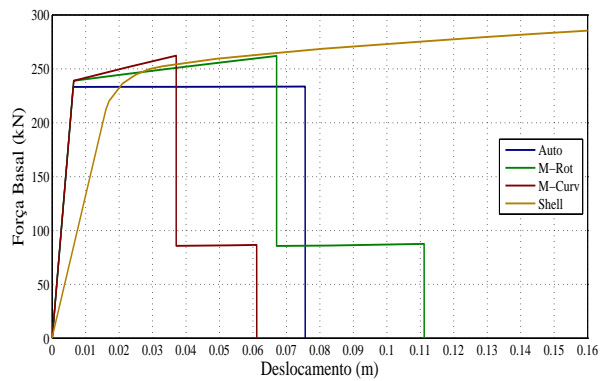


(b) Tensão do Betão a 125 %.

Figura C.14: Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.

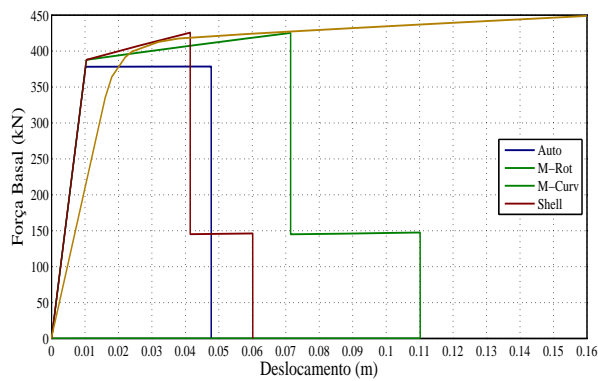


(a) Área de aço a 150 %.

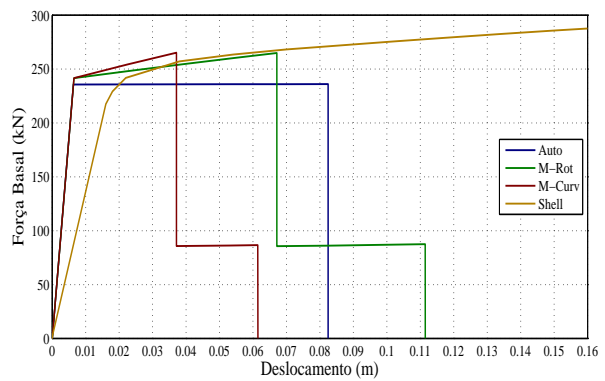


(b) Tensão do Betão a 150 %.

Figura C.15: Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.

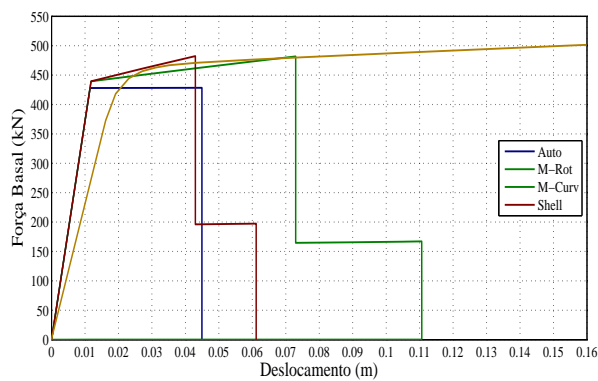


(a) Área de aço a 175 %.

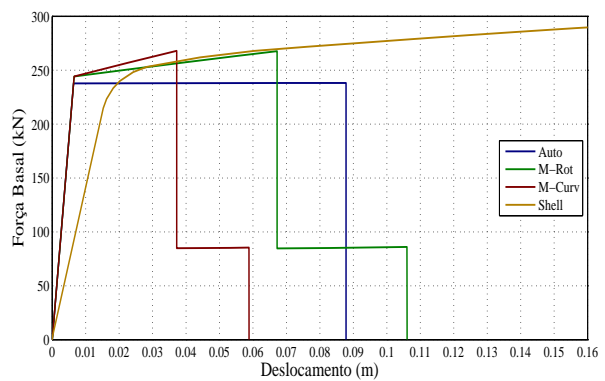


(b) Tensão do Betão a 175 %.

Figura C.16: Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.

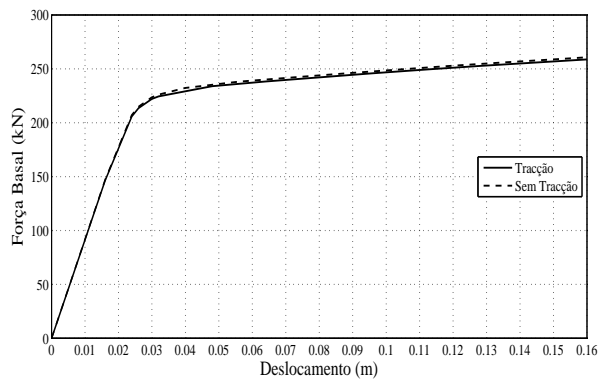


(a) Área de aço a 200 %.

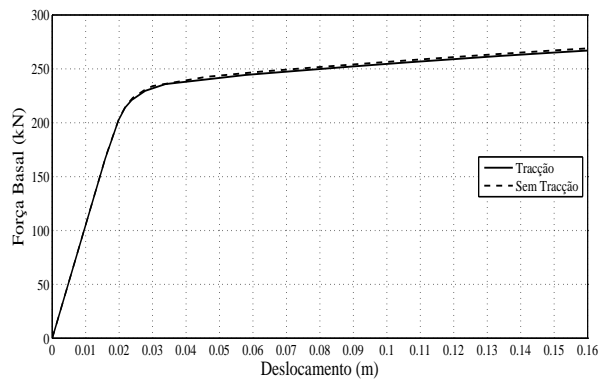


(b) Tensão do Betão a 200 %.

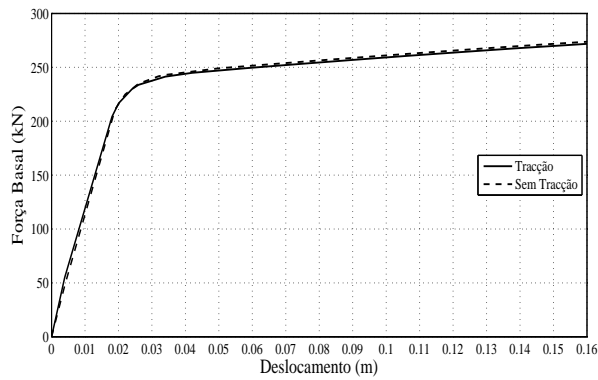
Figura C.17: Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.



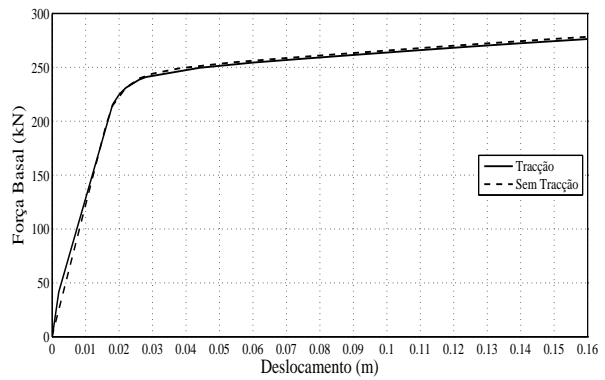
(a) Tensão do Betão a 25 %.



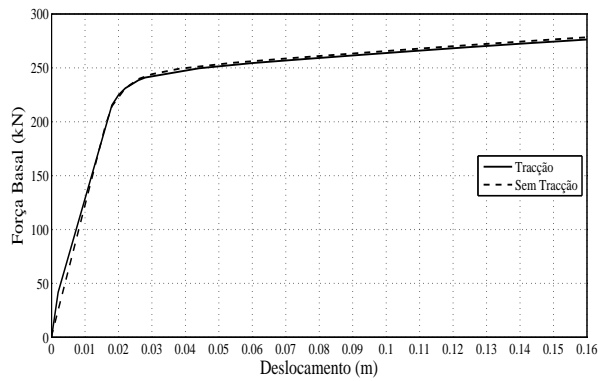
(b) Tensão do Betão a 50 %.



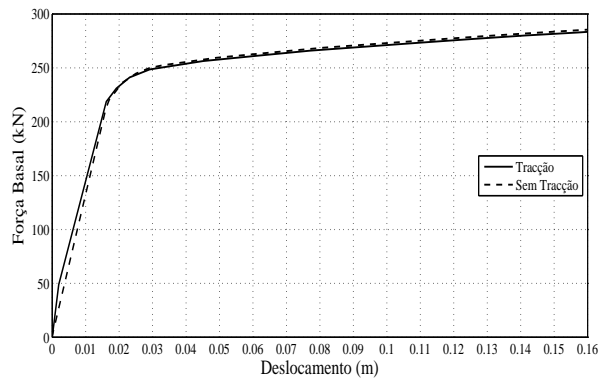
(c) Tensão do Betão a 75 %.



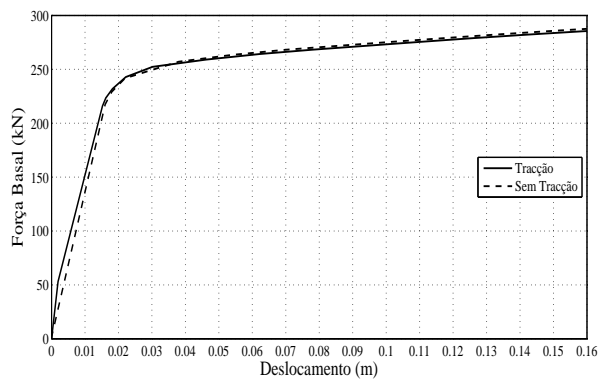
(d) Tensão do Betão a 100 %.



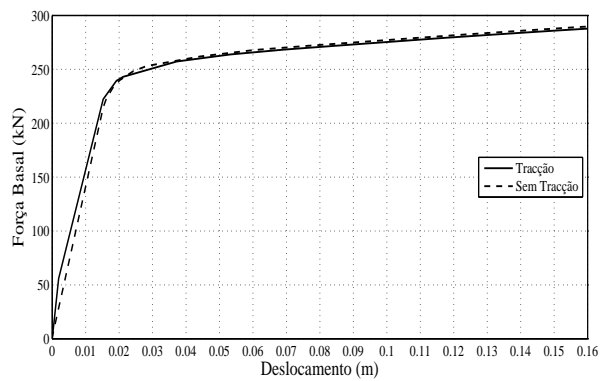
(e) Tensão do Betão a 125 %.



(f) Tensão do Betão a 150 %.



(g) Tensão do Betão a 175 %.



(h) Tensão do Betão a 200 %.

C.1.3 Discussão dos resultados

Em primeira análise, é de notar que a capacidade resistente varia muito mais com a alteração da quantidade de armadura do que quando se altera a qualidade do betão. Desta forma é possível concluir que as armaduras contribuem mais para a resistente da estrutura que o betão.

A modelação mais sensível à alteração dos parâmetros é a *Frame Auto*, em que os valores de deformação pós cedência variam sem grande critério e a força basal em alguns casos é a menor e noutros casos a maior. As *Frame* com relação momento-curvatura e momento-rotação têm sempre valores de corte basal muito idênticos, difere apenas na ductilidade, em que as *Frame* momento-rotação apresentam uma maior ductilidade.

É de notar que a capacidade resistente da estrutura diminui bastante, quando o tipo de carregamento efectuado é o modal. Isto deve-se ao facto de o modo de vibração preponderante para o estudo ter maior deslocamento no topo, que origina uma menor força basal para atingir o momento máximo resistente.

Em relação à resistência à tracção do betão, é possível observar que a diferença aumenta com o aumento da qualidade do betão. Quando é atribuída resistência à tracção ao betão é possível observar a transição entre fase 1 e fase 2 (secção não fendilhada para secção fendilhada). Os resultados são analisados apresentados apenas para os elementos Shell uma vez que nas *Frame*, com a atribuição de resistência à tracção ao betão, o resultado não se altera.

C.2 Parede em L

C.2.1 Carregamento uniforme

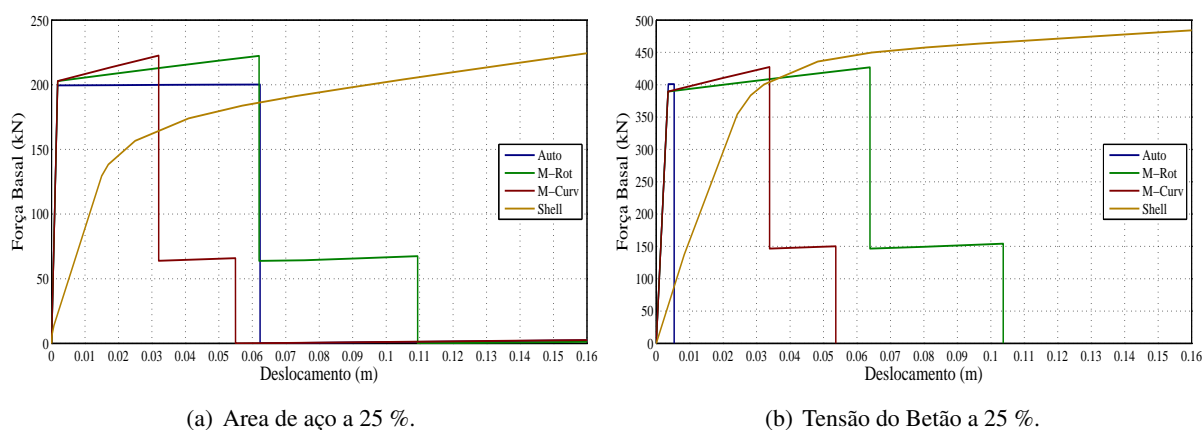
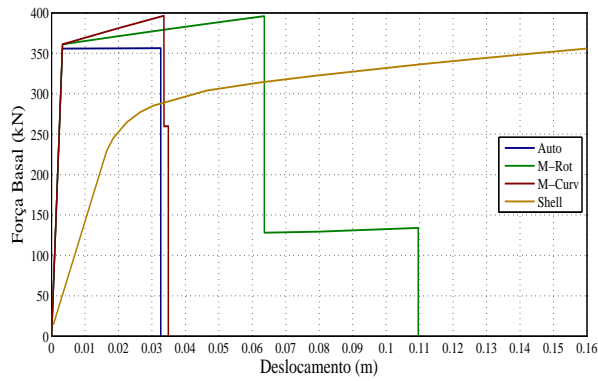
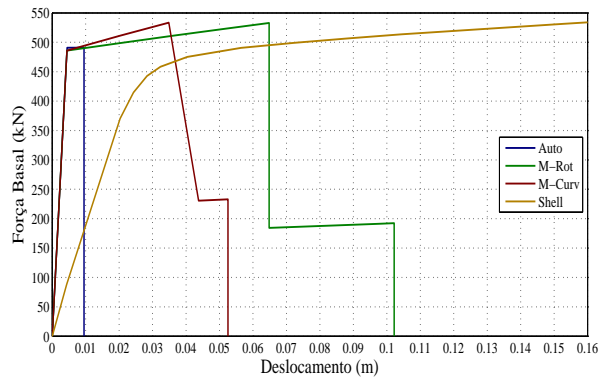


Figura C.19: Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.

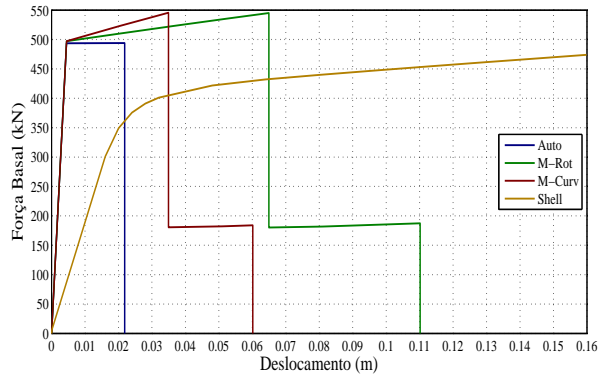


(a) Área de aço a 50 %.

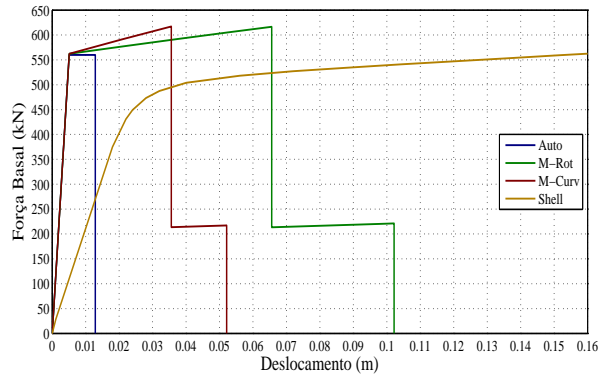


(b) Tensão do Betão a 50 %.

Figura C.20: Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.

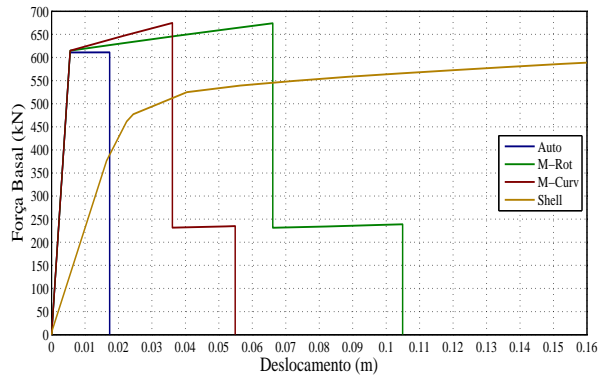


(a) Área de aço a 75 %.

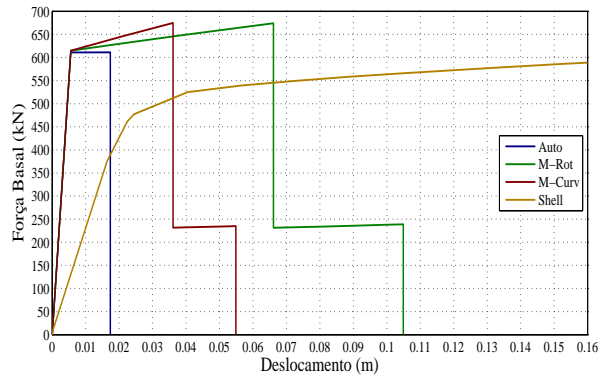


(b) Tensão do Betão a 75 %.

Figura C.21: Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.

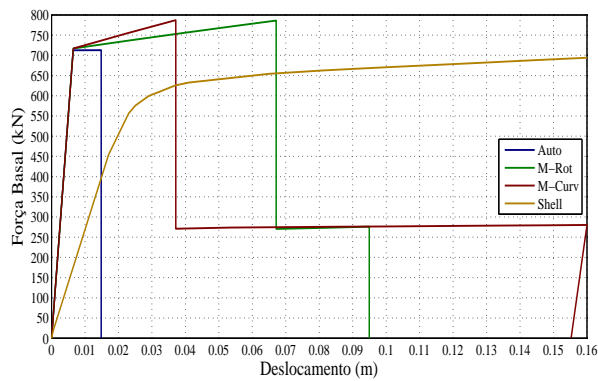


(a) Área de aço a 100 %.

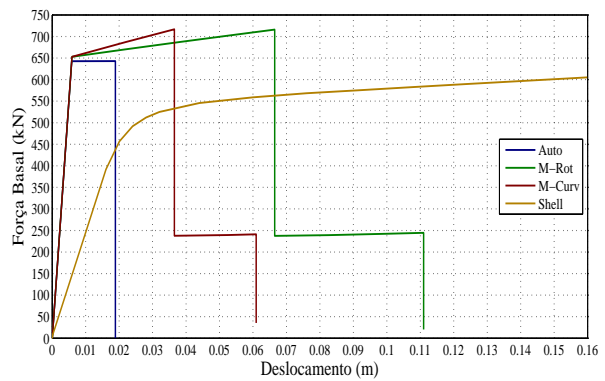


(b) Tensão do Betão a 100 %.

Figura C.22: Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.

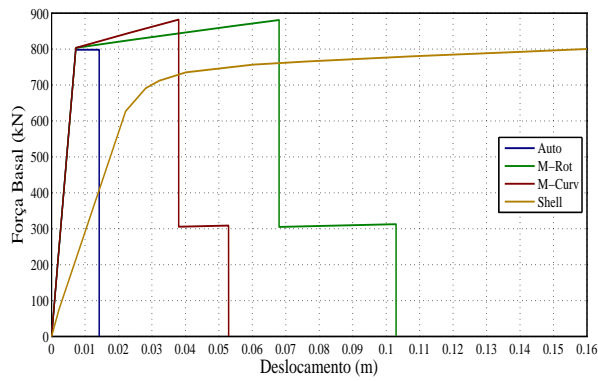


(a) Área de aço a 125 %.

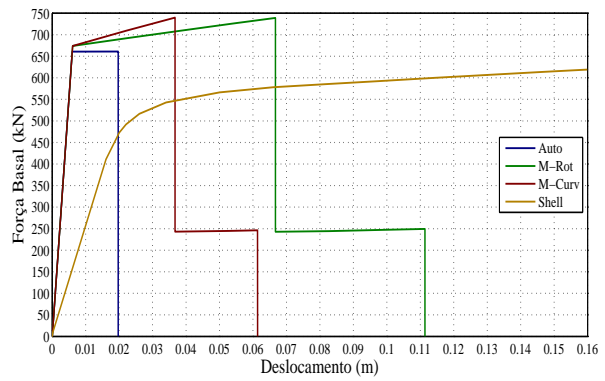


(b) Tensão do Betão a 125 %.

Figura C.23: Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.

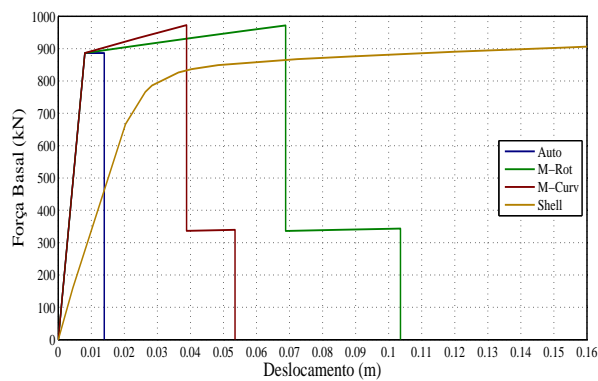


(a) Área de aço a 150 %.

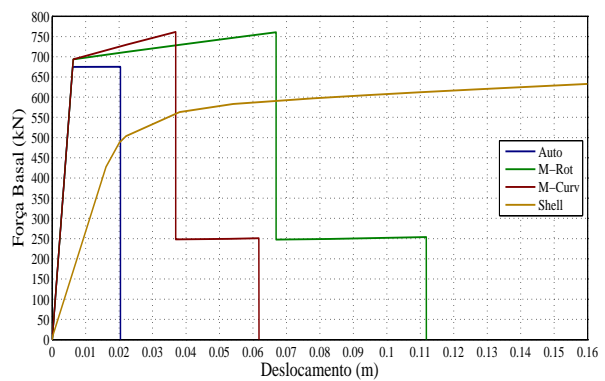


(b) Tensão do Betão a 150 %.

Figura C.24: Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.

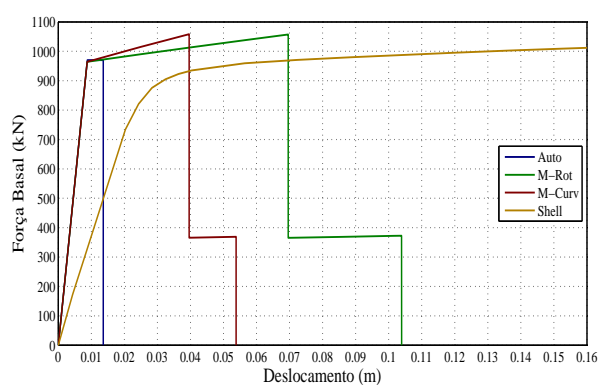


(a) Área de aço a 175 %.

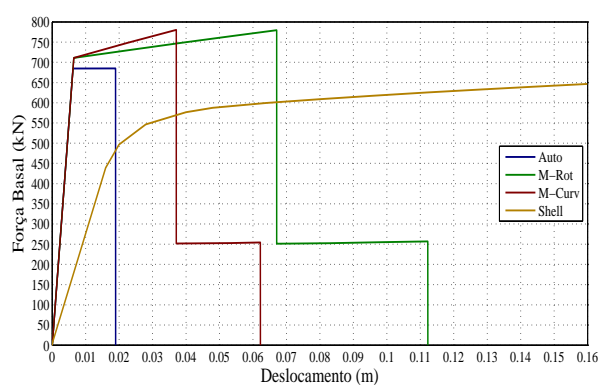


(b) Tensão do Betão a 175 %.

Figura C.25: Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.

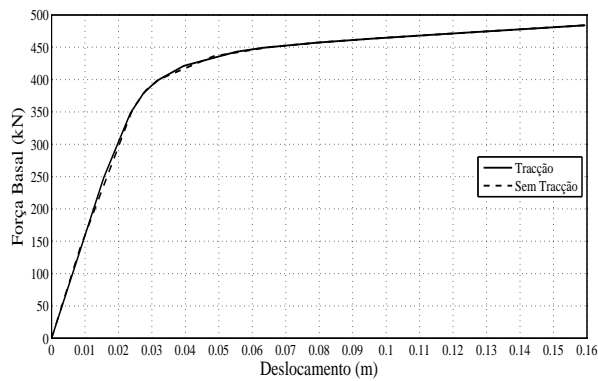


(a) Área de aço a 200 %.

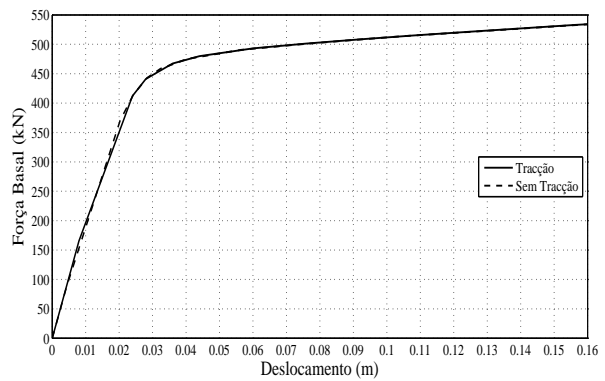


(b) Tensão do Betão a 200 %.

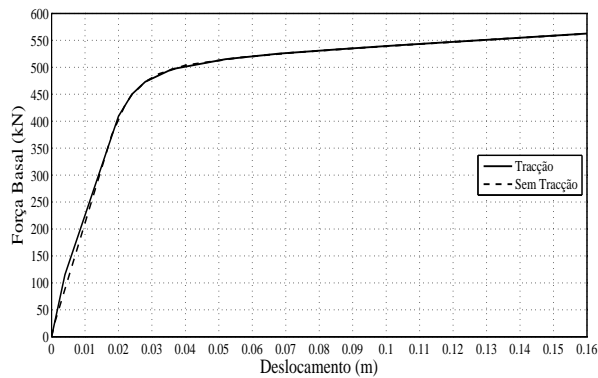
Figura C.26: Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.



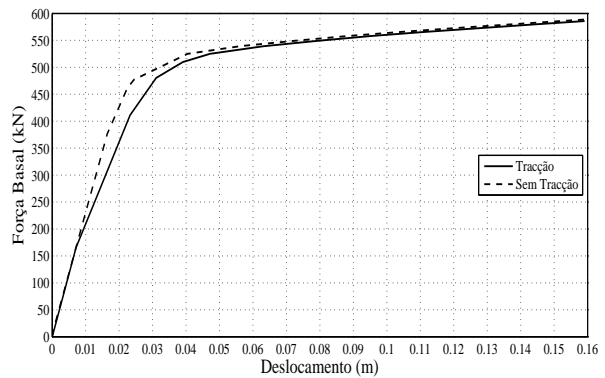
(a) Tensão do Betão a 25%.



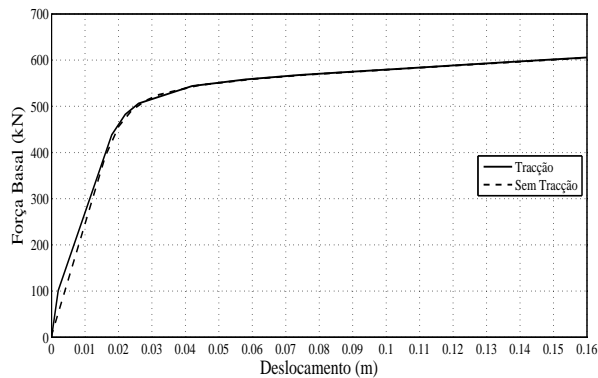
(b) Tensão do Betão a 50 %.



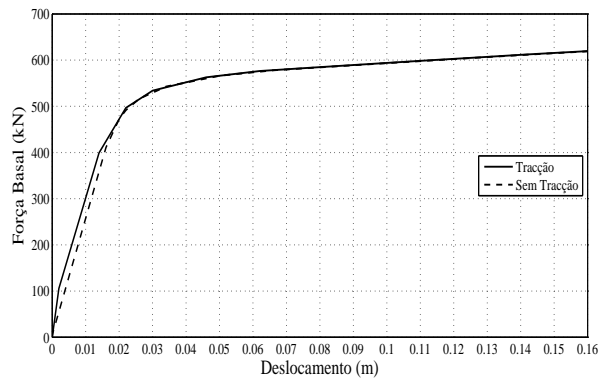
(c) Tensão do Betão a 75 %.



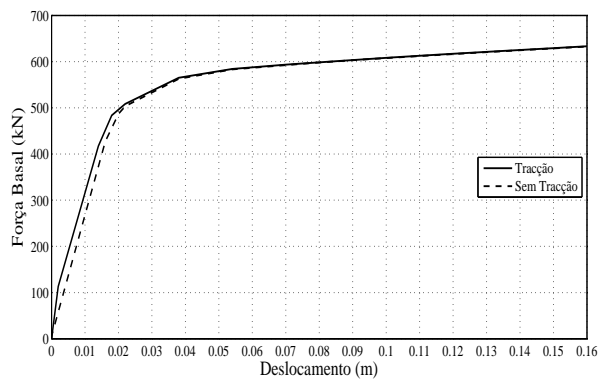
(d) Tensão do Betão a 100 %.



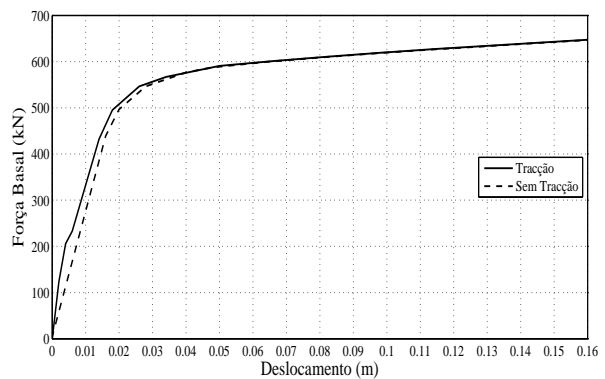
(e) Tensão do Betão a 125 %.



(f) Tensão do Betão a 150 %.

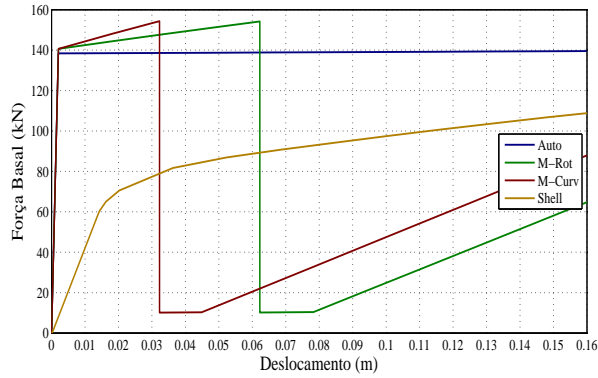


(g) Tensão do Betão a 175 %.

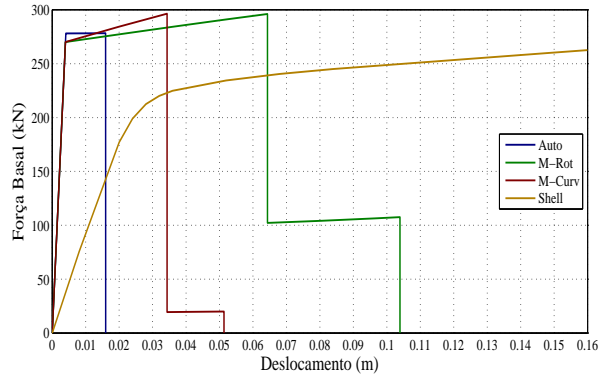


(h) Tensão do Betão a 200 %.

C.2.2 Carregamento modal

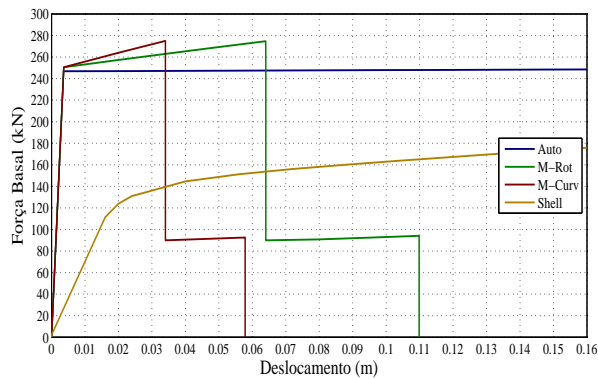


(a) Área de aço a 25 %.

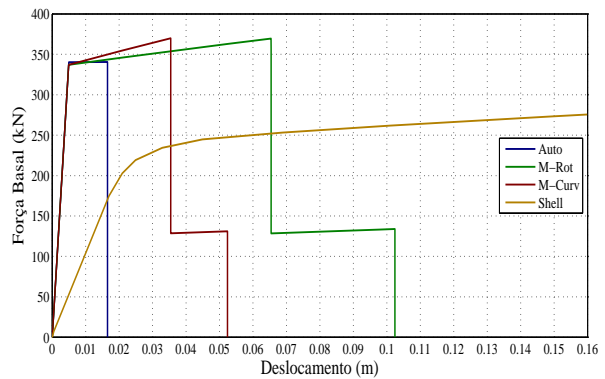


(b) Tensão do Betão a 25 %.

Figura C.28: Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.

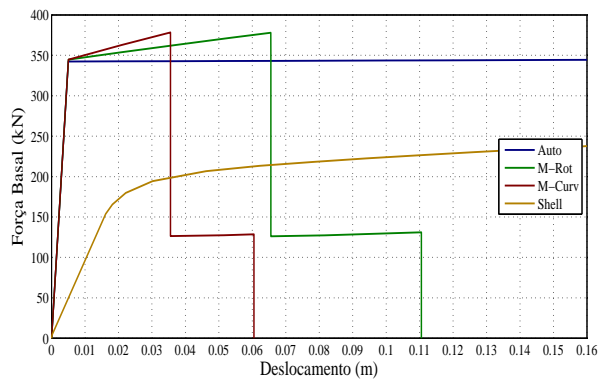


(a) Área de aço a 50 %.

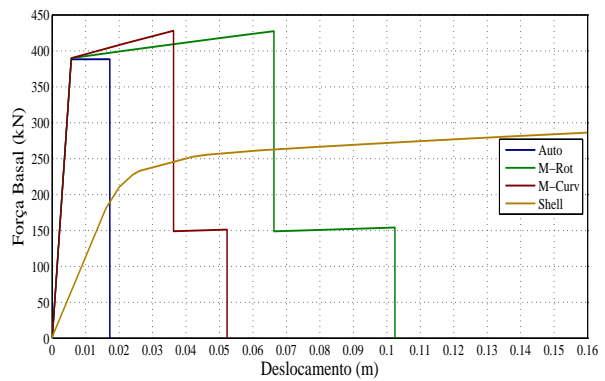


(b) Tensão do Betão a 50 %.

Figura C.29: Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.

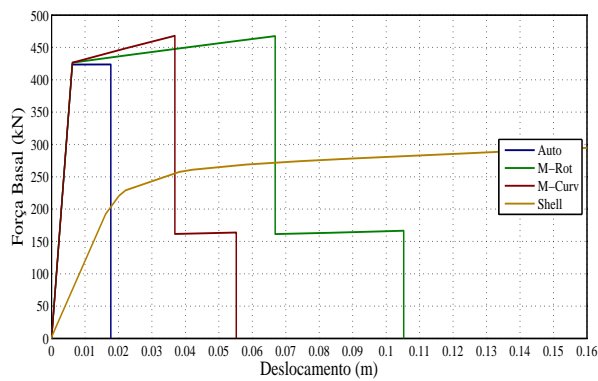


(a) Área de aço a 75 %.

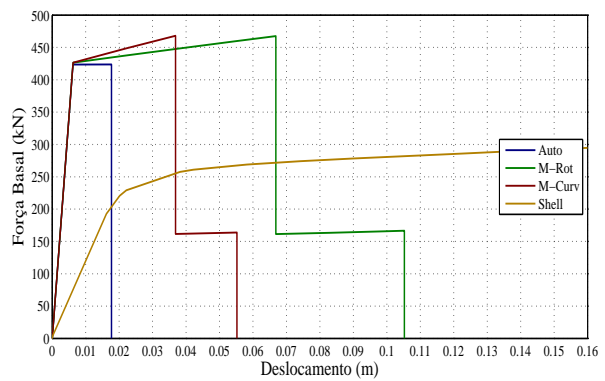


(b) Tensão do Betão a 75 %.

Figura C.30: Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.

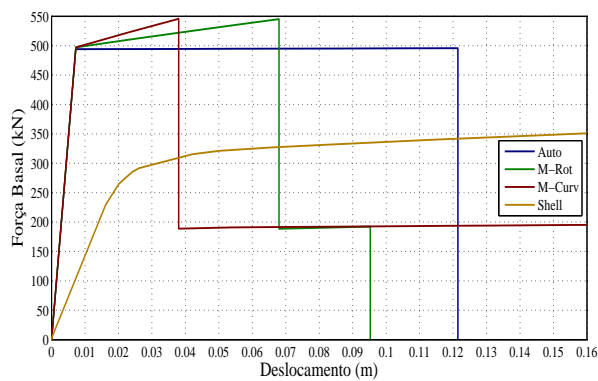


(a) Área de aço a 100 %.

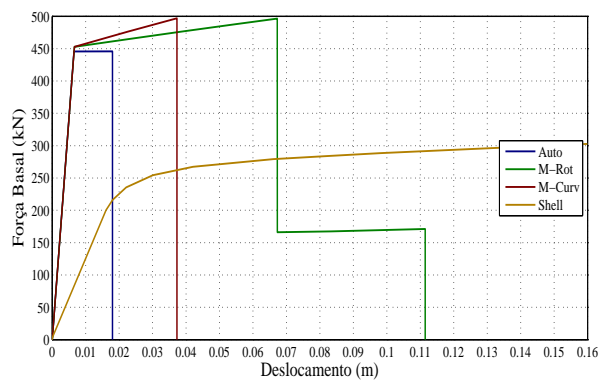


(b) Tensão do Betão a 100 %.

Figura C.31: Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.

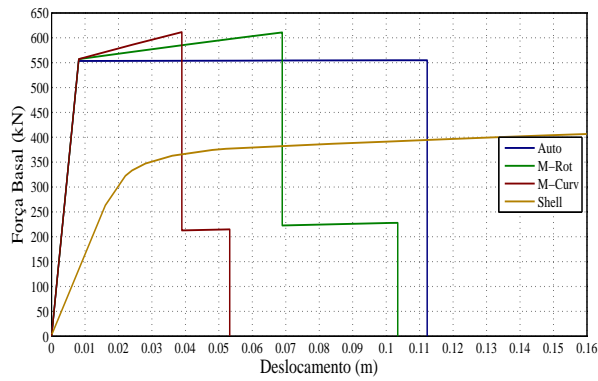


(a) Área de aço a 125 %.

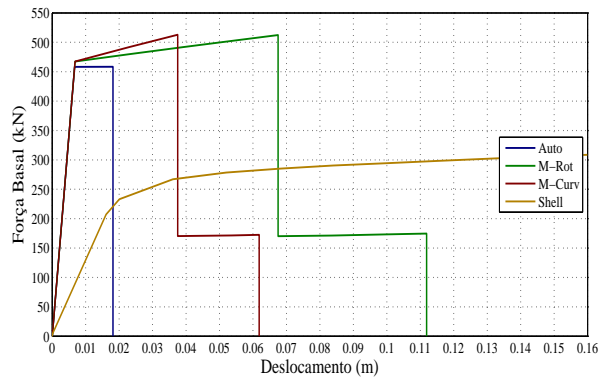


(b) Tensão do Betão a 125 %.

Figura C.32: Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.

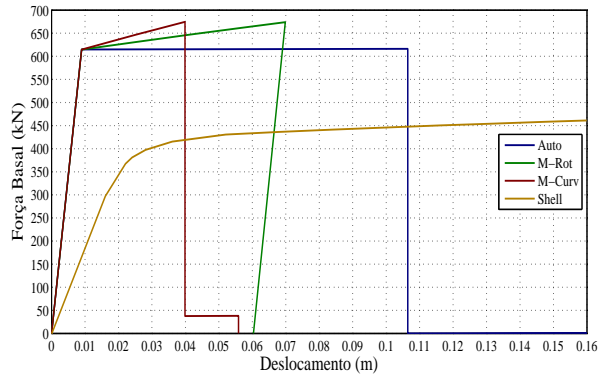


(a) Área de aço a 150 %.

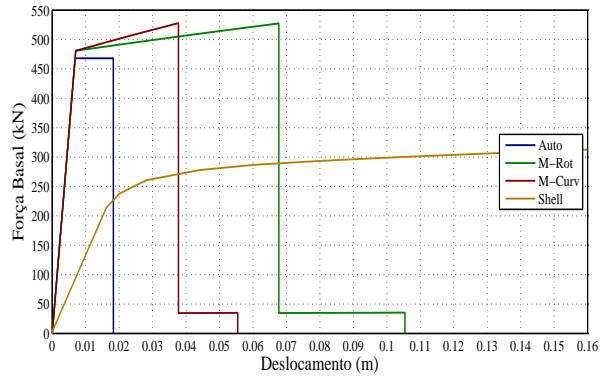


(b) Tensão do Betão a 150 %.

Figura C.33: Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.

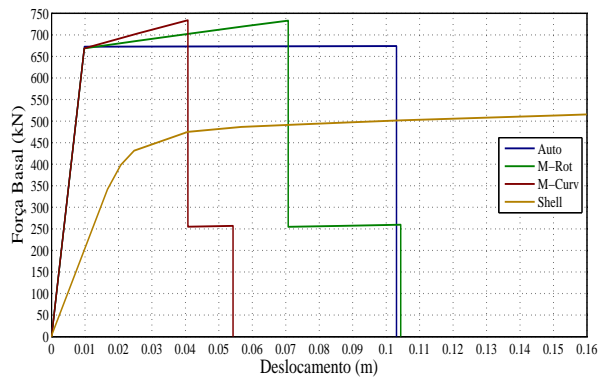


(a) Área de aço a 175 %.

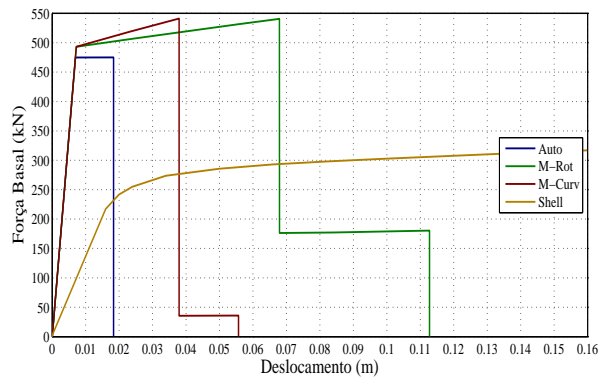


(b) Tensão do Betão a 175 %.

Figura C.34: Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.

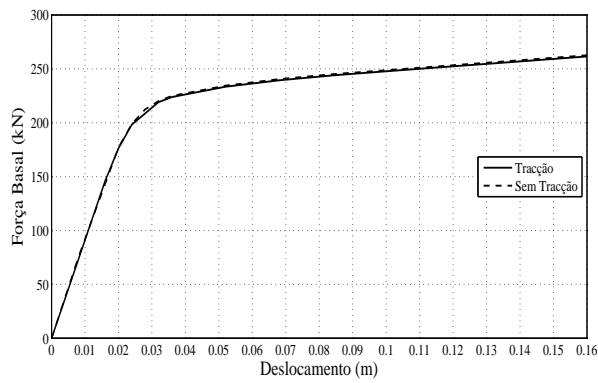


(a) Área de aço a 200 %.

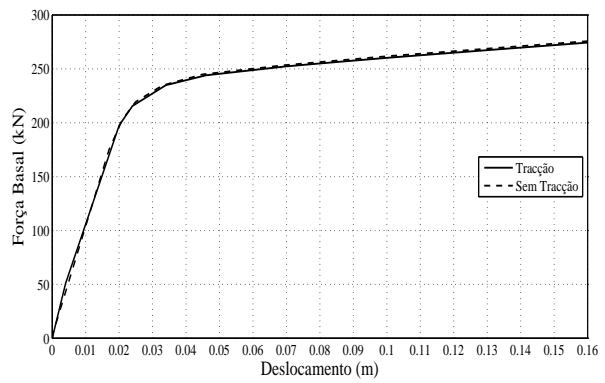


(b) Tensão do Betão a 200 %.

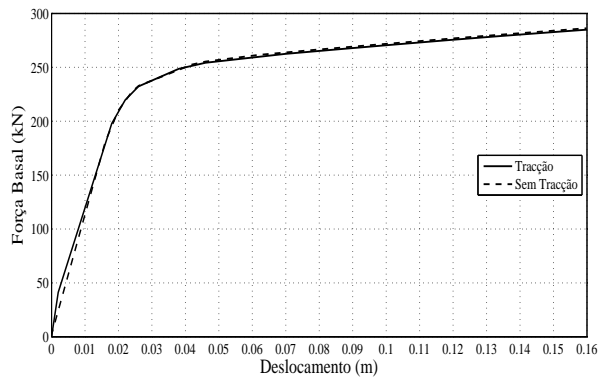
Figura C.35: Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.



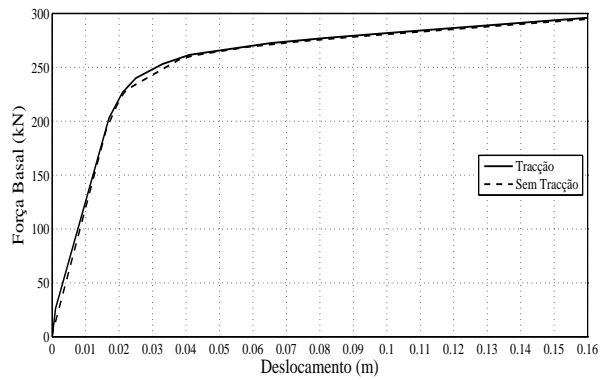
(a) Tensão do Betão a 25%.



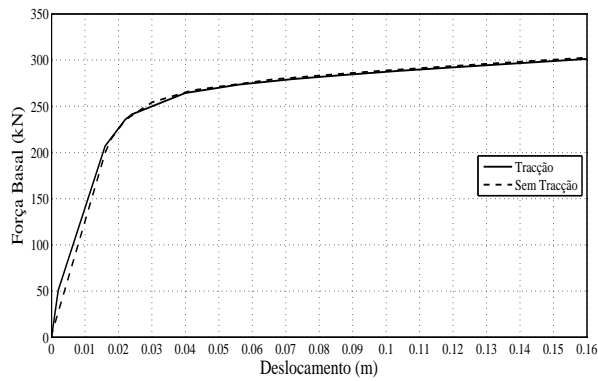
(b) Tensão do Betão a 50%.



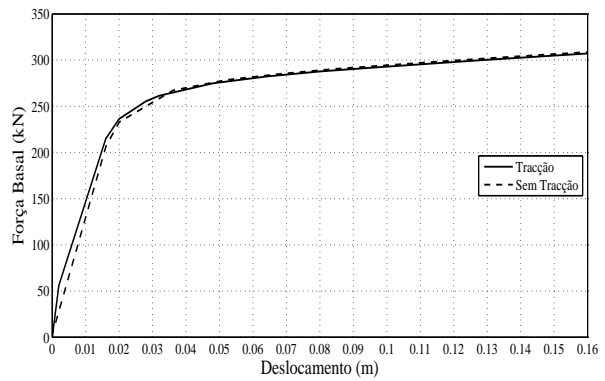
(c) Tensão do Betão a 75%.



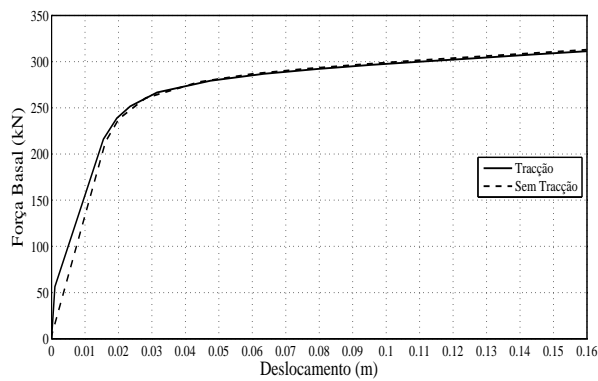
(d) Tensão do Betão a 100%.



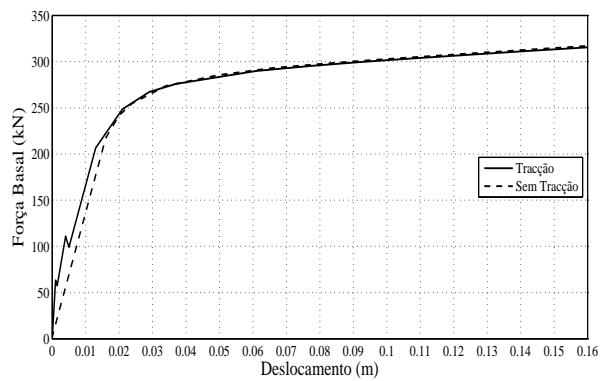
(e) Tensão do Betão a 125%.



(f) Tensão do Betão a 150%.



(g) Tensão do Betão a 175%.



(h) Tensão do Betão a 200%.

C.2.3 Discussão dos resultados

Neste exemplo é, uma vez mais, possível observar que a variação da quantidade de armadura tem maior influencia na resistência da estrutura que a alteração da qualidade do betão.

Neste exemplo, no caso da alteração da qualidade do betão, é de notar que para o valor de 25% do f_{cd} as *Frame* apresentam menor capacidade resistente que as *Shell*, sendo que para os restantes valores sucede o contrario.

Uma vez mais é possível observar uma diminuição de capacidade resistente da estrutura, quando esta está sujeita a um carregamento modal.

Os elementos modelados com *Frame* Auto, neste exemplo, são as mais instáveis, embora ao contrario do exemplo anterior os elementos *Frame* M-Curv e M-Rot, em alguns casos, também apresentem alguma instabilidade com a alteração dos parâmetros.

Mais uma vez é possível observar, nos resultados referentes à resistência a tracção do betão, que é possível observar a transição de fase 1 para fase 2. No exemplo em que o f_{cd} é 200%, é possível observar um troço decrescente na curva de capacidade. Este fenómeno ocorre devido a abertura de uma fenda na secção, o troço crescente que se segue tem a rigidez da secção fendilhada.

C.3 Parede em U

C.3.1 Carregamento uniforme na direcção x

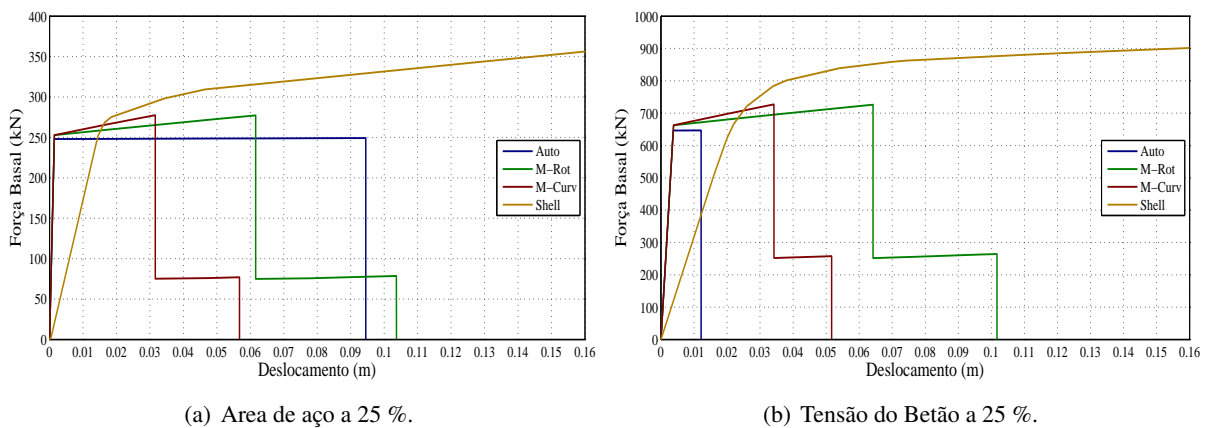
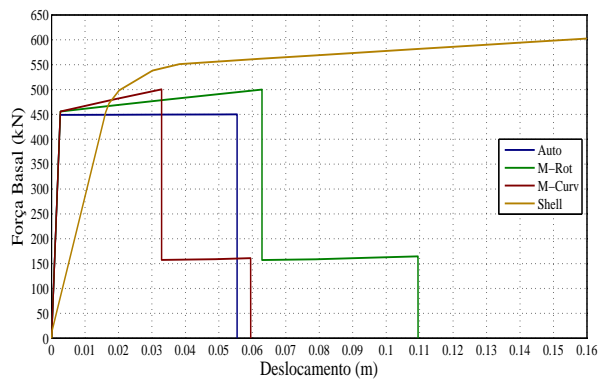
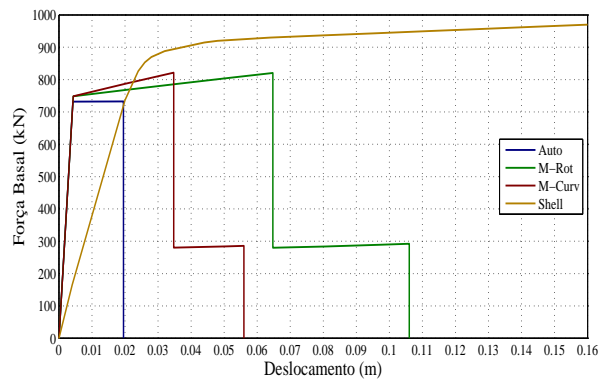


Figura C.37: Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.

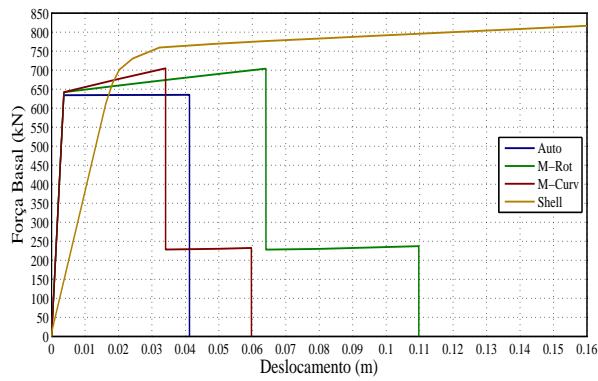


(a) Área de aço a 50 %.

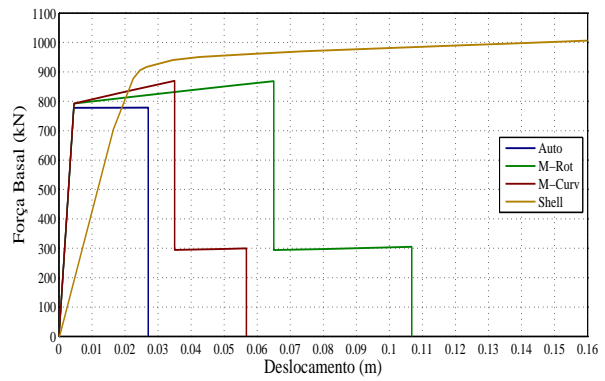


(b) Tensão do Betão a 50 %.

Figura C.38: Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.

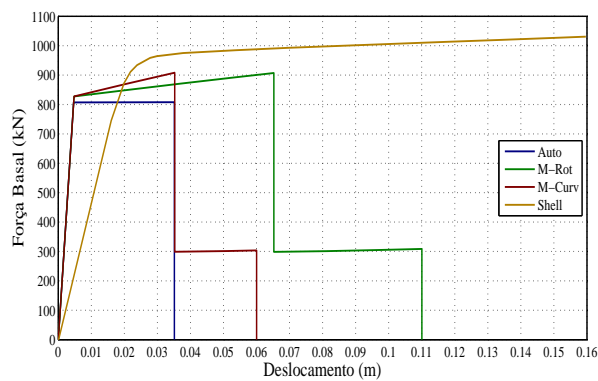


(a) Área de aço a 75 %.

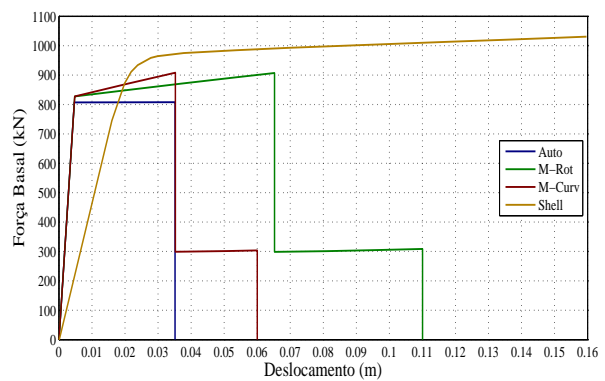


(b) Tensão do Betão a 75 %.

Figura C.39: Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.

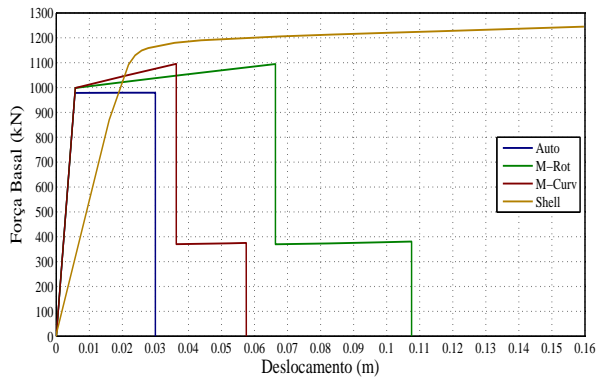


(a) Área de aço a 100 %.

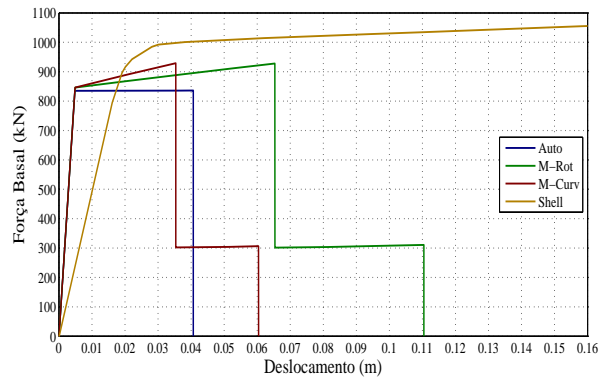


(b) Tensão do Betão a 100 %.

Figura C.40: Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.

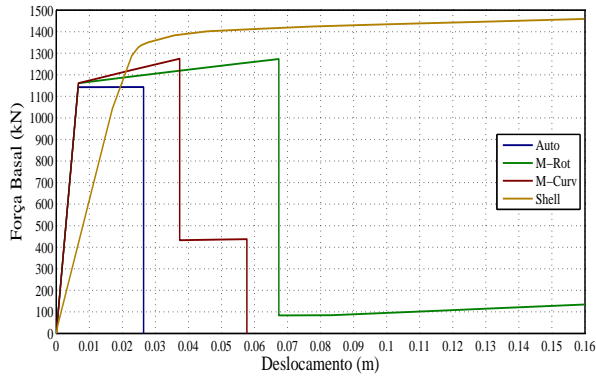


(a) Área de aço a 125 %.

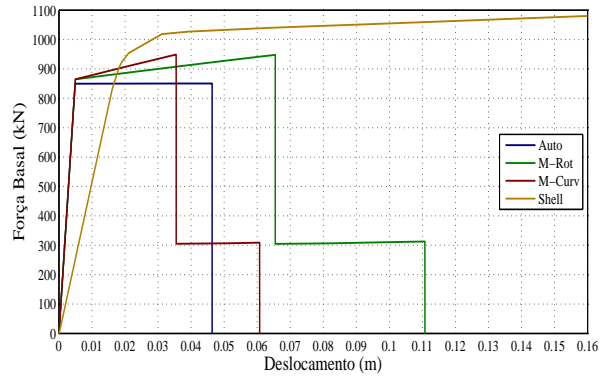


(b) Tensão do Betão a 125 %.

Figura C.41: Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.

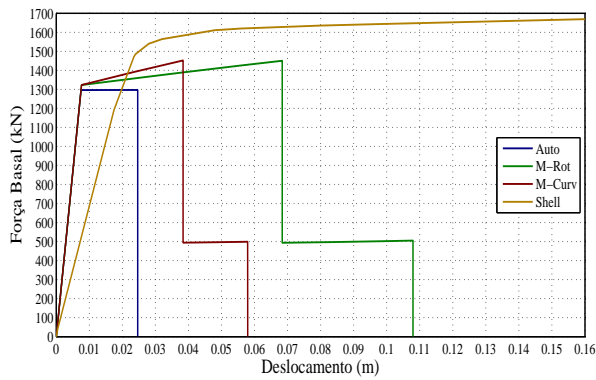


(a) Área de aço a 150 %.

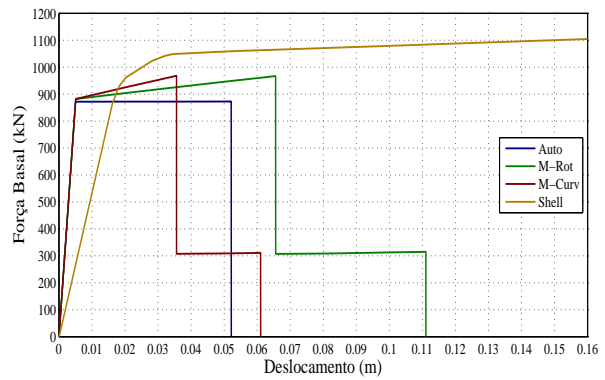


(b) Tensão do Betão a 150 %.

Figura C.42: Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.

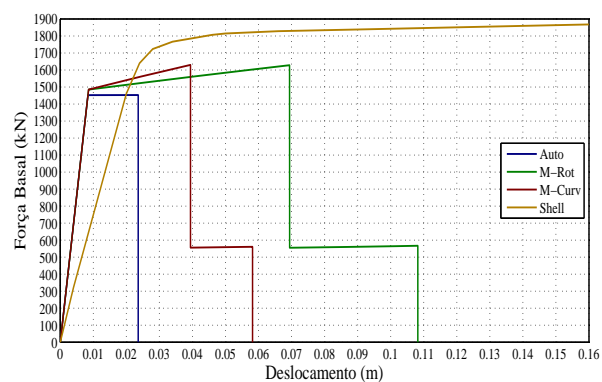


(a) Área de aço a 175 %.

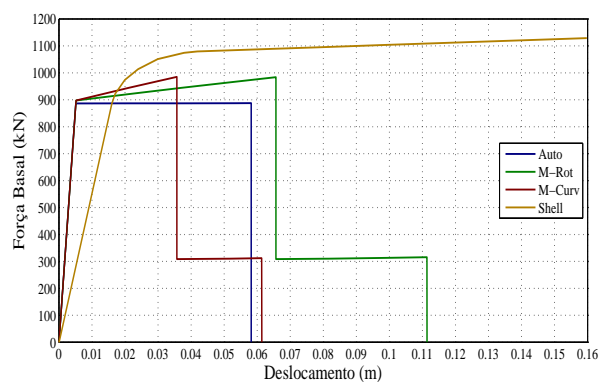


(b) Tensão do Betão a 175 %.

Figura C.43: Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.

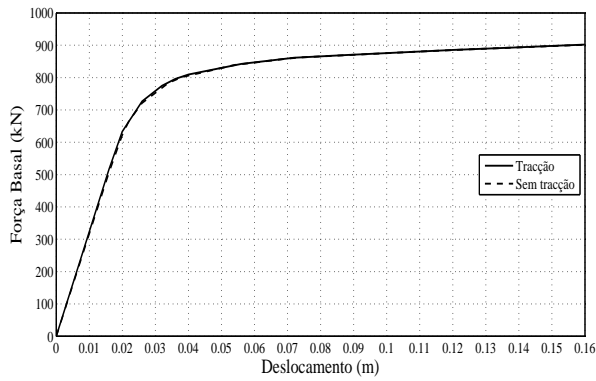


(a) Área de aço a 200 %.

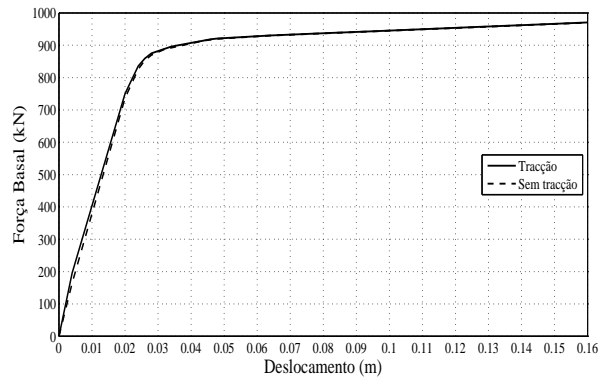


(b) Tensão do Betão a 200 %.

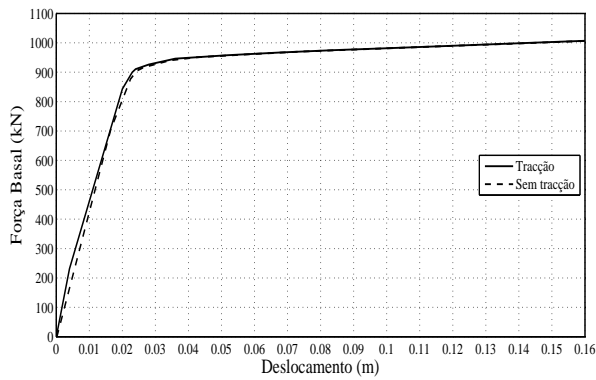
Figura C.44: Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.



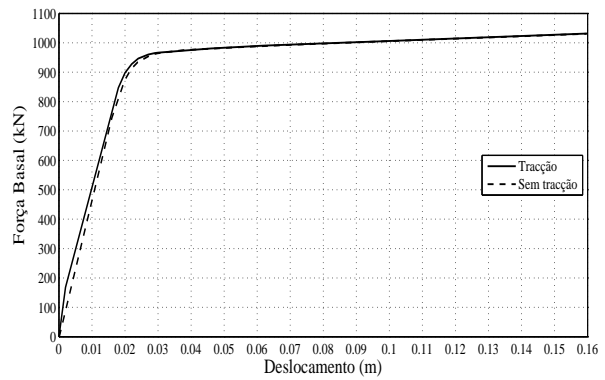
(a) Tensão do Betão a 25%.



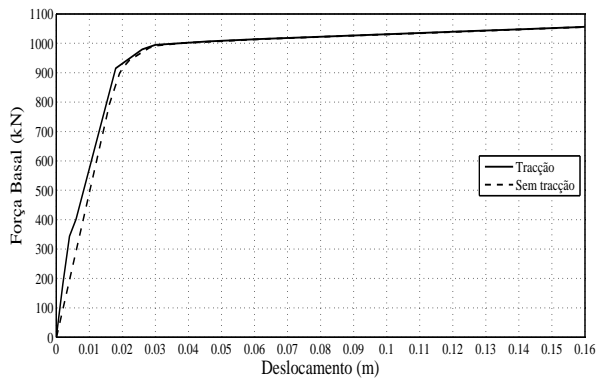
(b) Tensão do Betão a 50%.



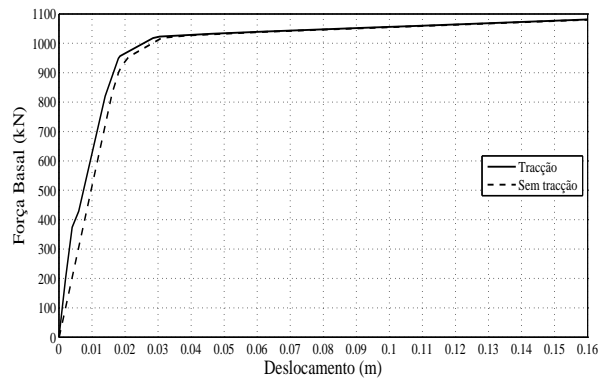
(c) Tensão do Betão a 75%.



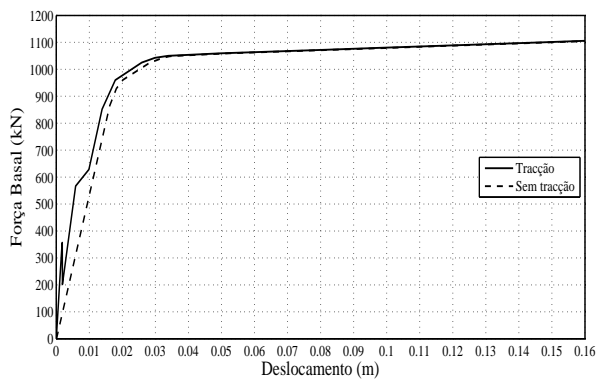
(d) Tensão do Betão a 100%.



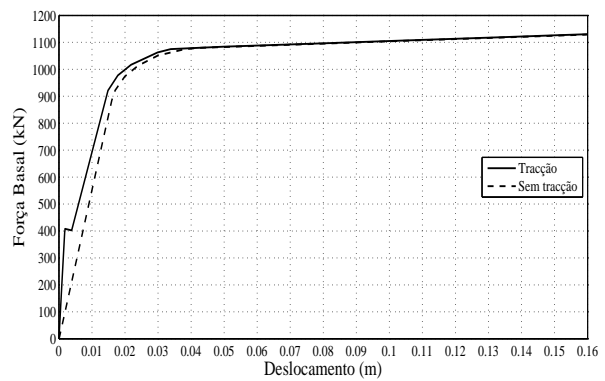
(e) Tensão do Betão a 125%.



(f) Tensão do Betão a 150%.

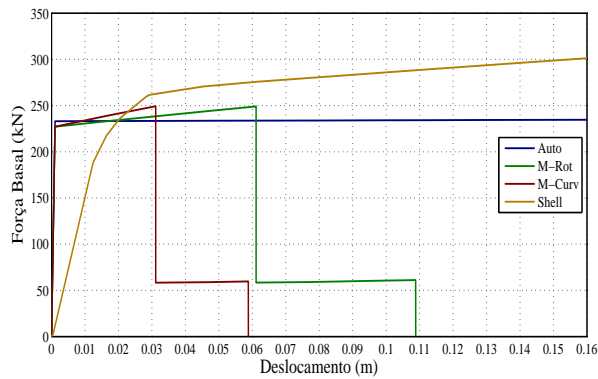


(g) Tensão do Betão a 175%.

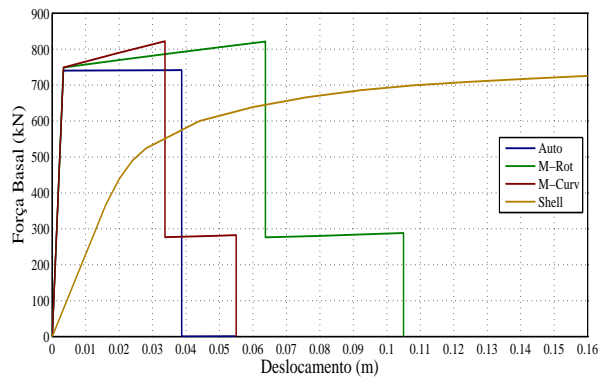


(h) Tensão do Betão a 200%.

C.3.2 Carregamento uniforme na direcção y

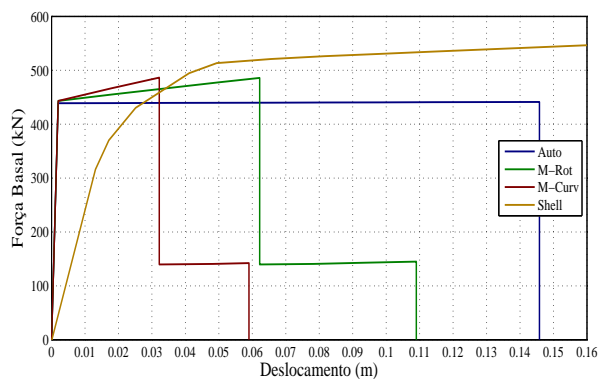


(a) Área de aço a 25 %.

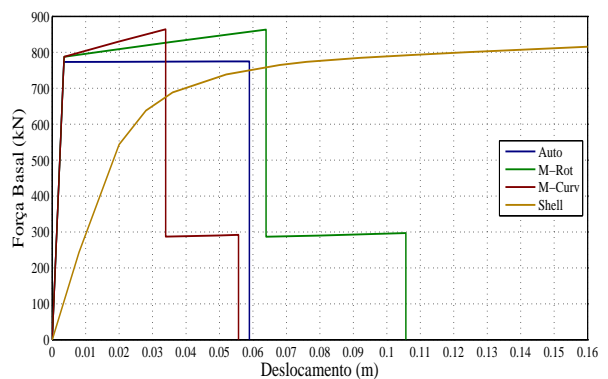


(b) Tensão do Betão a 25 %.

Figura C.46: Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.

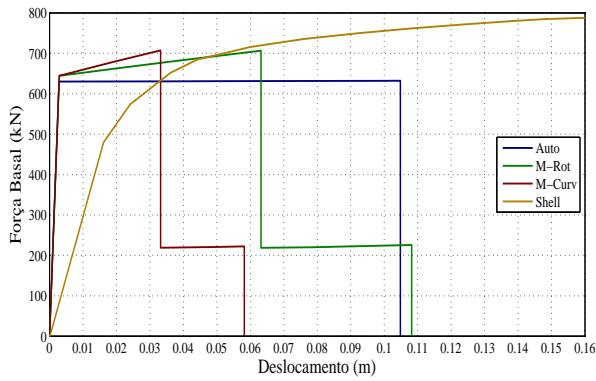


(a) Área de aço a 50 %.

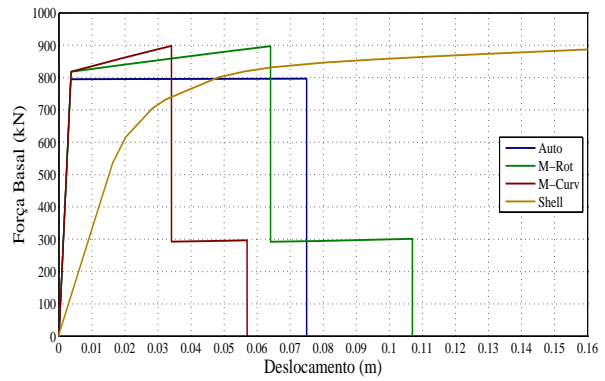


(b) Tensão do Betão a 50 %.

Figura C.47: Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.

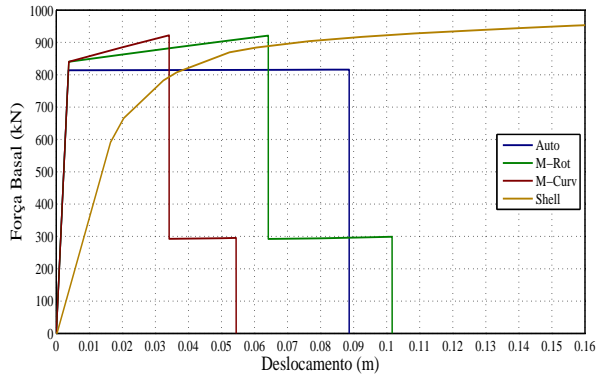


(a) Área de aço a 75 %.

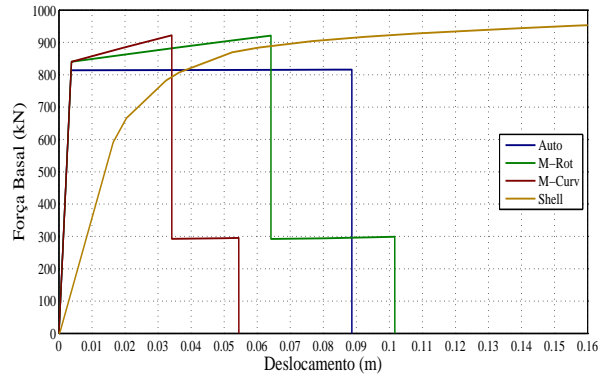


(b) Tensão do Betão a 75 %.

Figura C.48: Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.

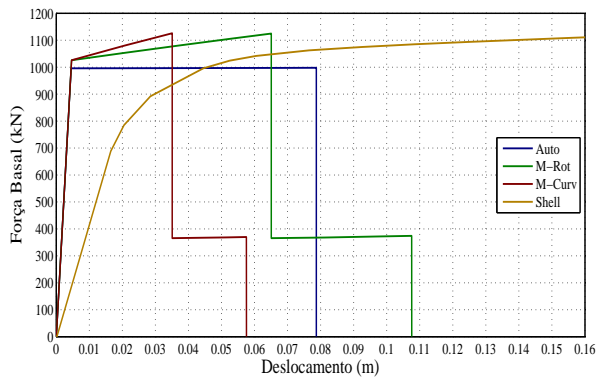


(a) Área de aço a 100 %.

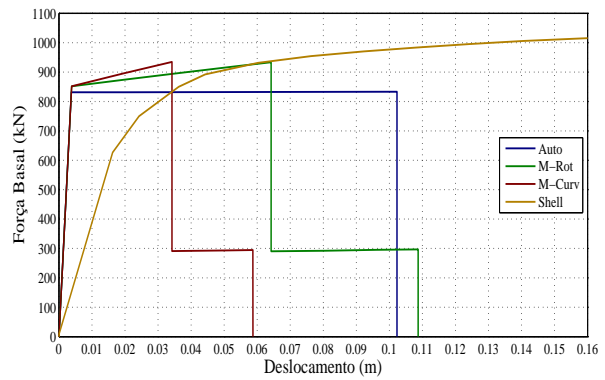


(b) Tensão do Betão a 100 %.

Figura C.49: Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.

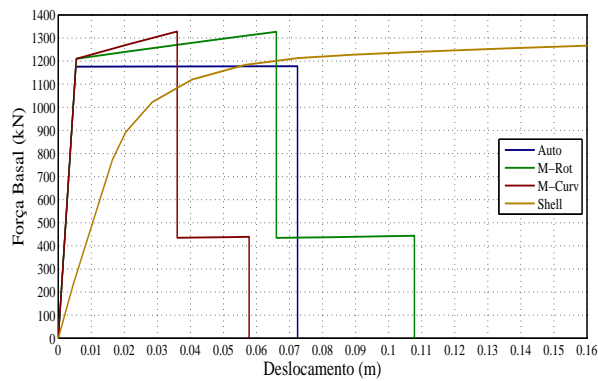


(a) Área de aço a 125 %.

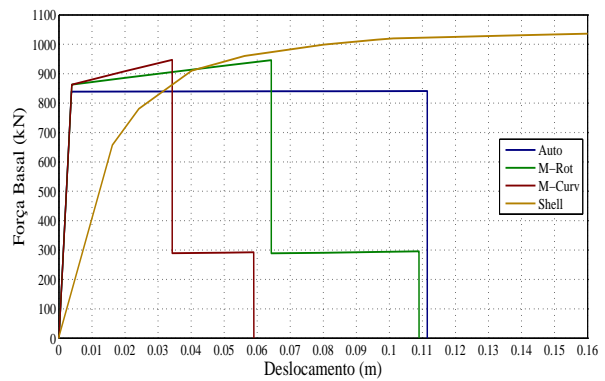


(b) Tensão do Betão a 125 %.

Figura C.50: Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.

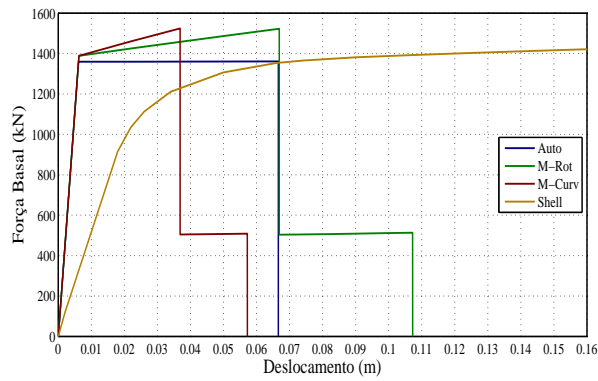


(a) Área de aço a 150 %.

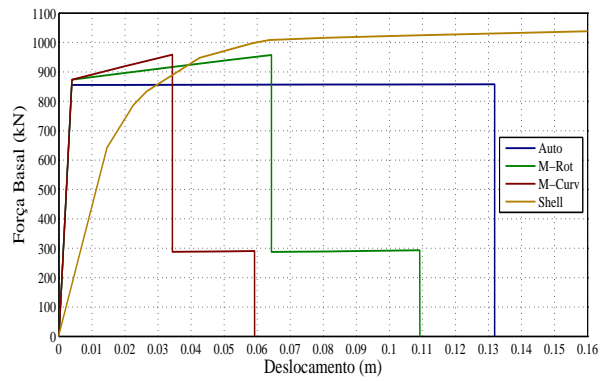


(b) Tensão do Betão a 150 %.

Figura C.51: Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.

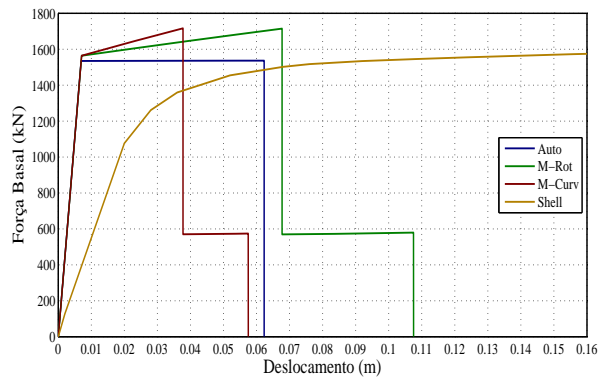


(a) Área de aço a 175 %.

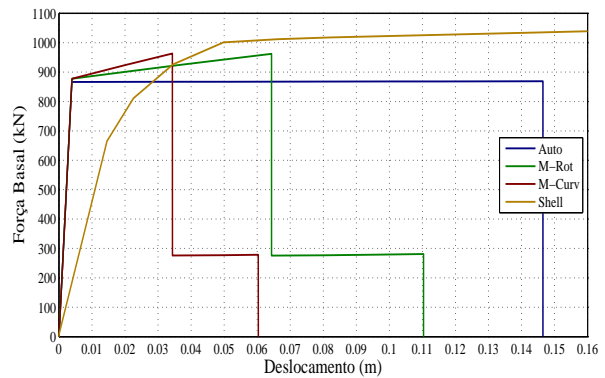


(b) Tensão do Betão a 175 %.

Figura C.52: Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.

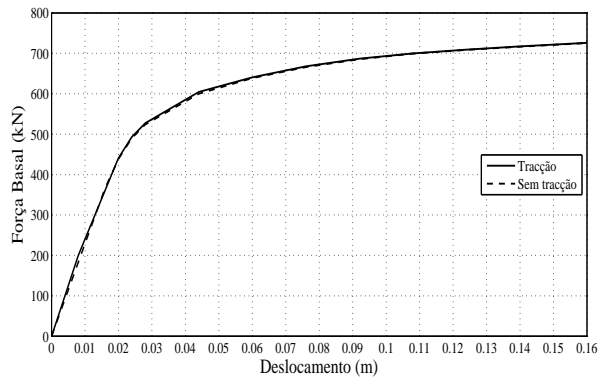


(a) Área de aço a 200 %.

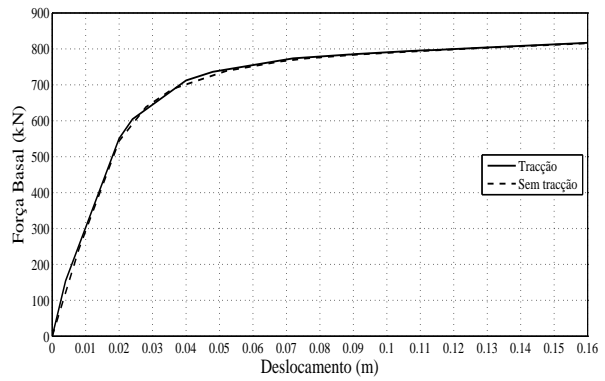


(b) Tensão do Betão a 200 %.

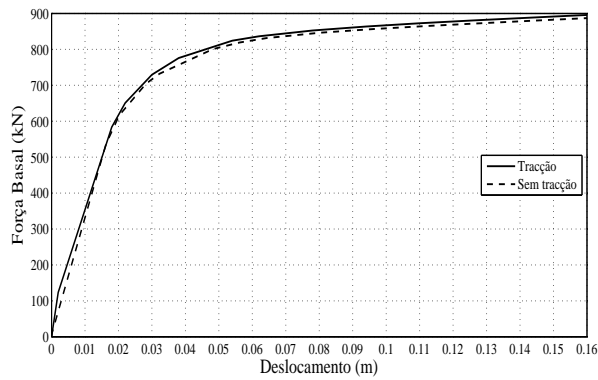
Figura C.53: Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.



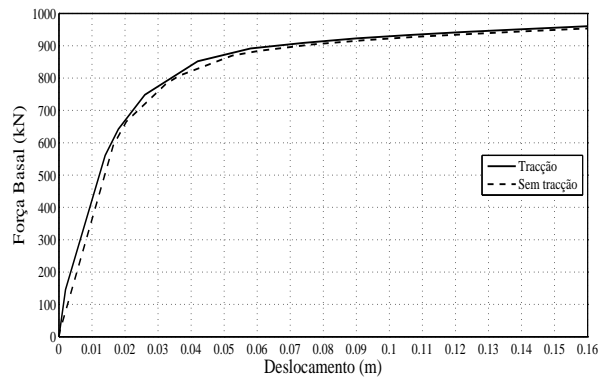
(a) Tensão do Betão a 25 %.



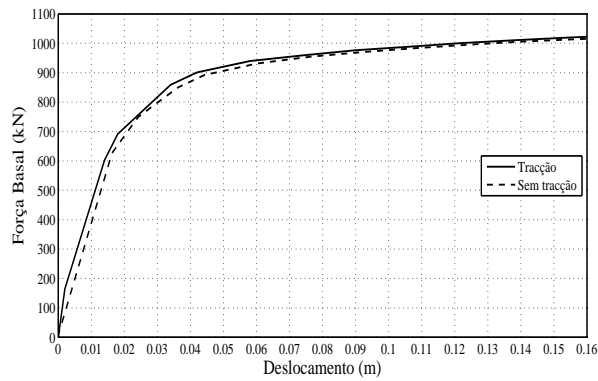
(b) Tensão do Betão a 50 %.



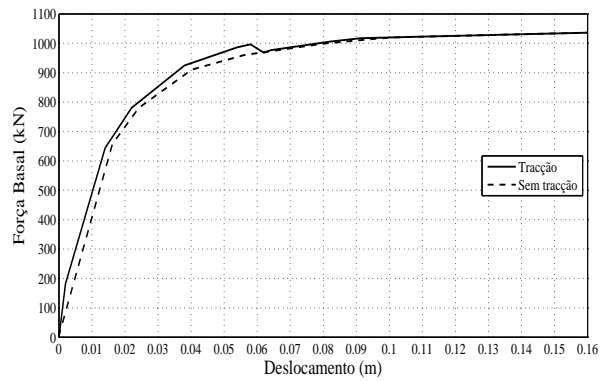
(c) Tensão do Betão a 75 %.



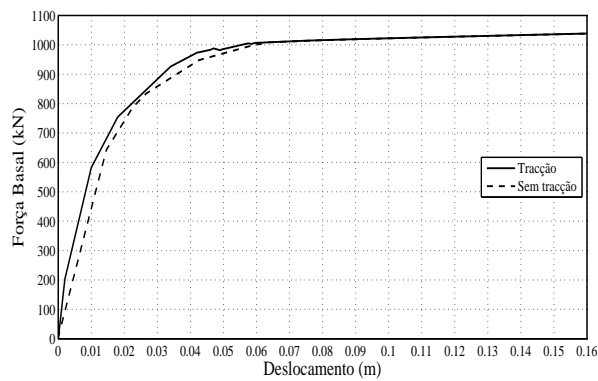
(d) Tensão do Betão a 100 %.



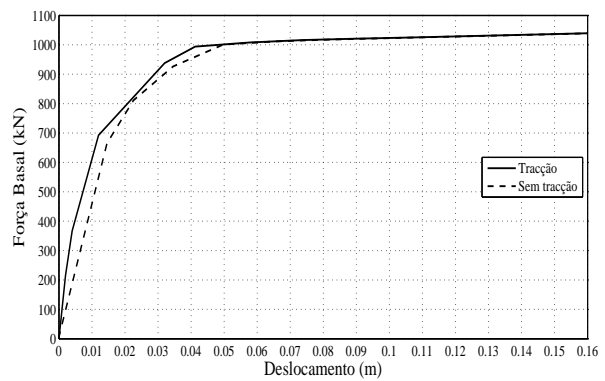
(e) Tensão do Betão a 125 %.



(f) Tensão do Betão a 150 %.

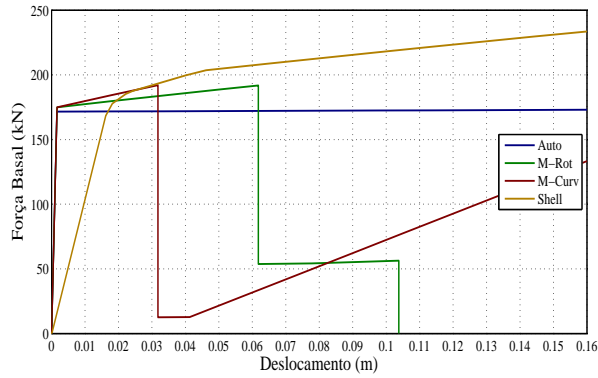


(g) Tensão do Betão a 175 %.

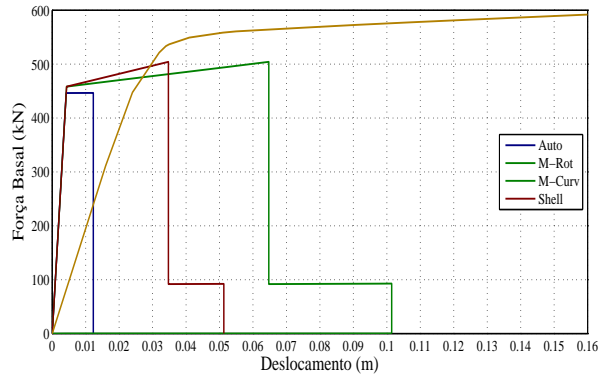


(h) Tensão do Betão a 200 %.

C.3.3 Carregamento modal na direcção x

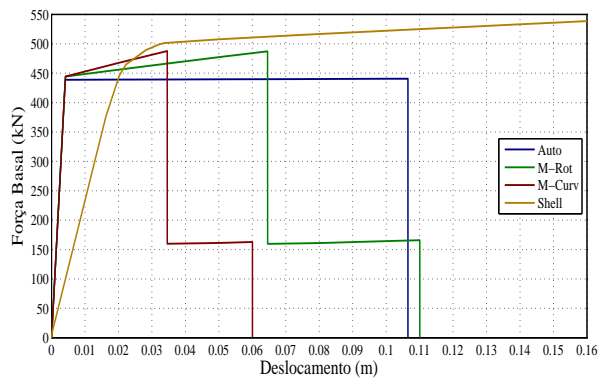


(a) Área de aço a 25 %.

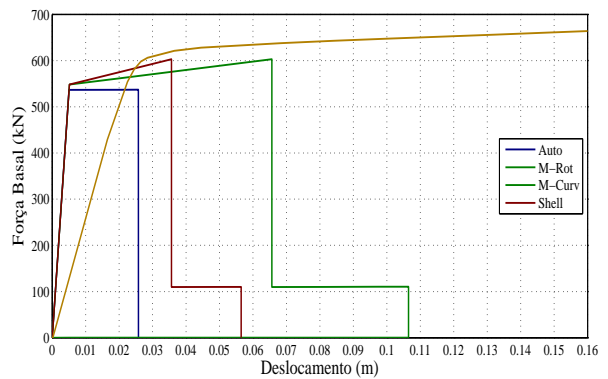


(b) Tensão do Betão a 25 %.

Figura C.55: Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.

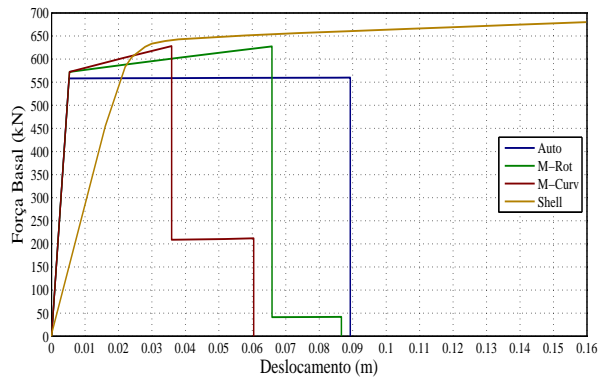


(a) Área de aço a 75 %.

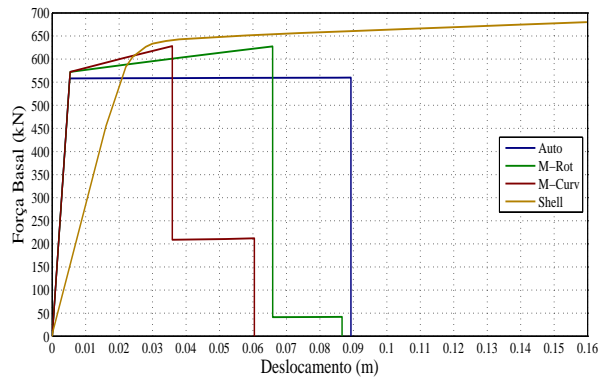


(b) Tensão do Betão a 75 %.

Figura C.56: Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.

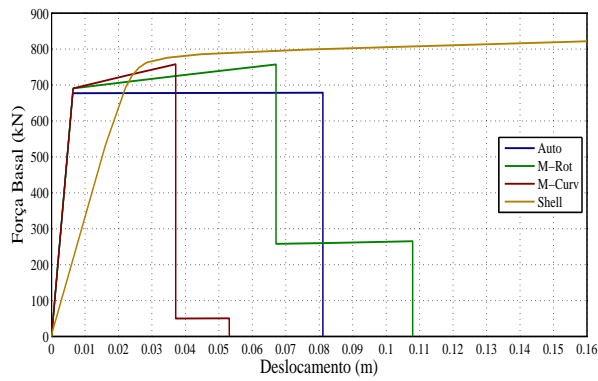


(a) Área de aço a 100 %.

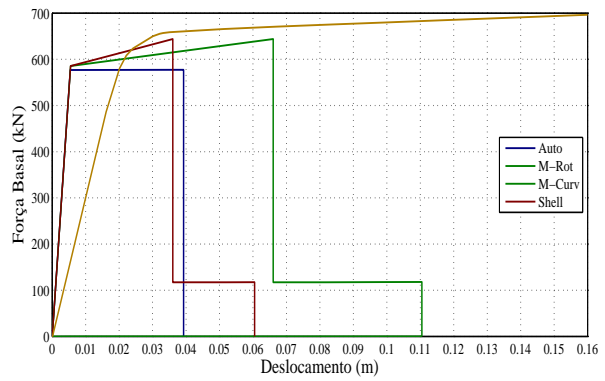


(b) Tensão do Betão a 100 %.

Figura C.57: Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.

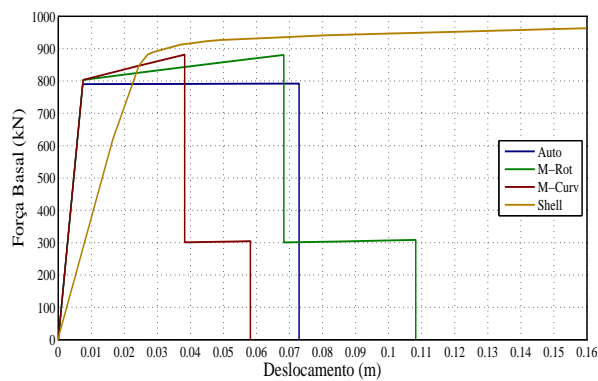


(a) Área de aço a 125 %.

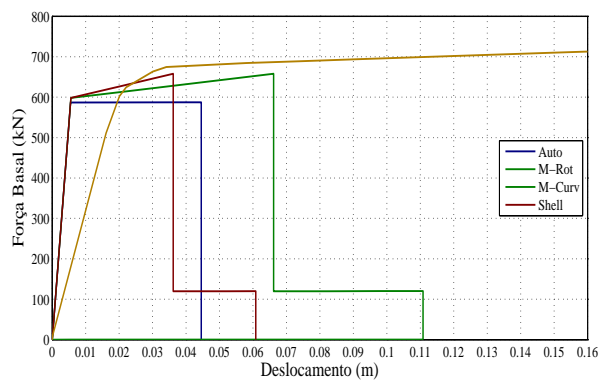


(b) Tensão do Betão a 125 %.

Figura C.58: Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.

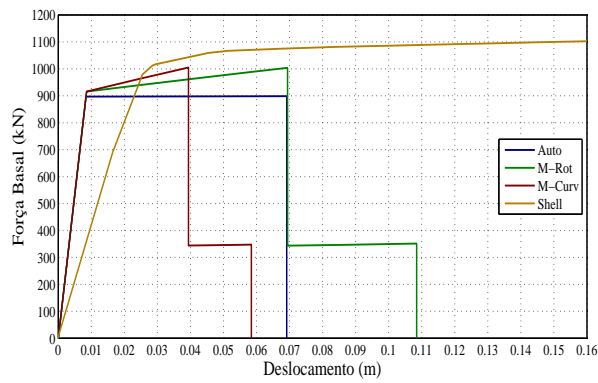


(a) Área de aço a 150 %.

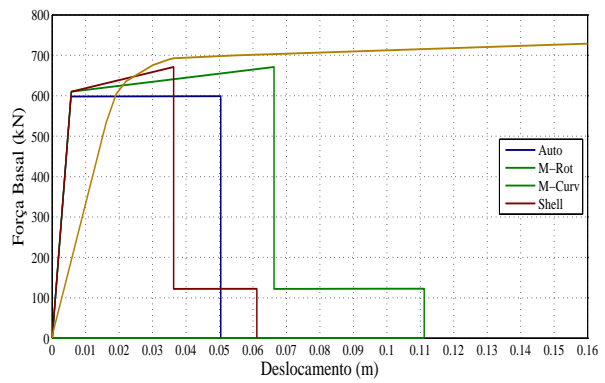


(b) Tensão do Betão a 150 %.

Figura C.59: Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.

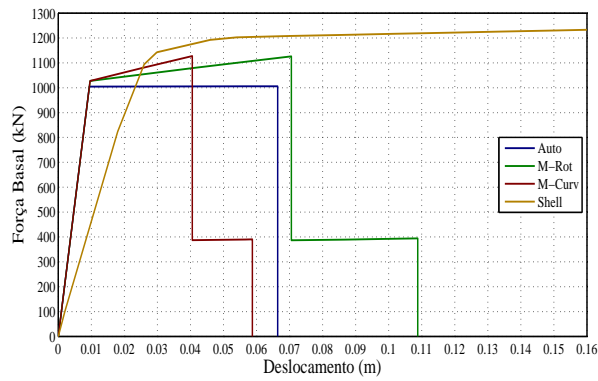


(a) Área de aço a 175 %.

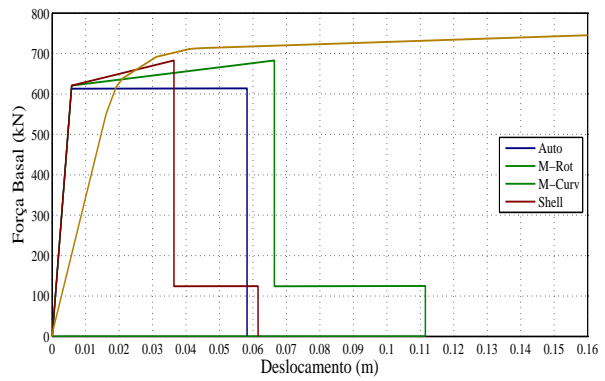


(b) Tensão do Betão a 175 %.

Figura C.60: Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.

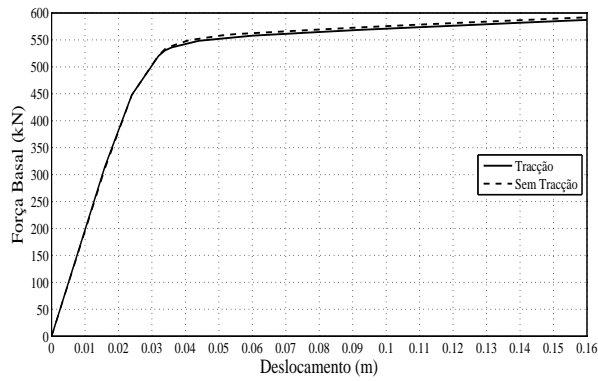


(a) Área de aço a 200 %.

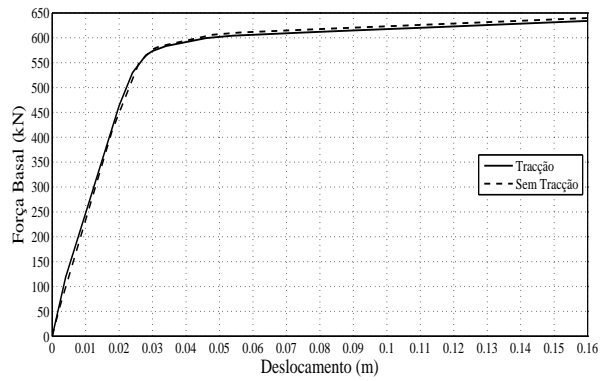


(b) Tensão do Betão a 200 %.

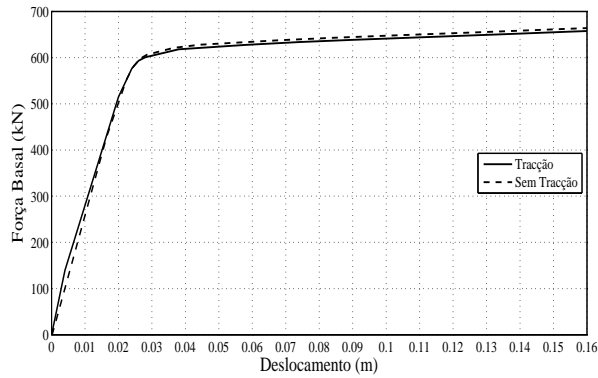
Figura C.61: Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.



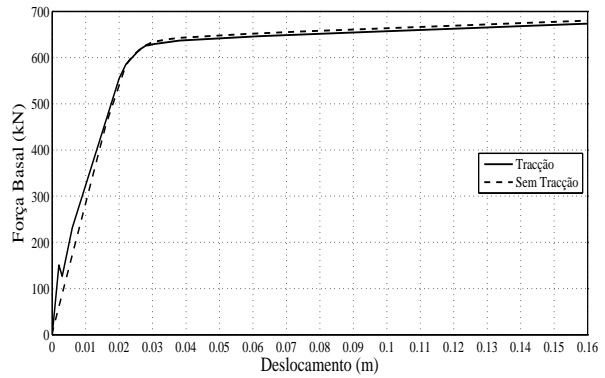
(a) Tensão do Betão a 25%.



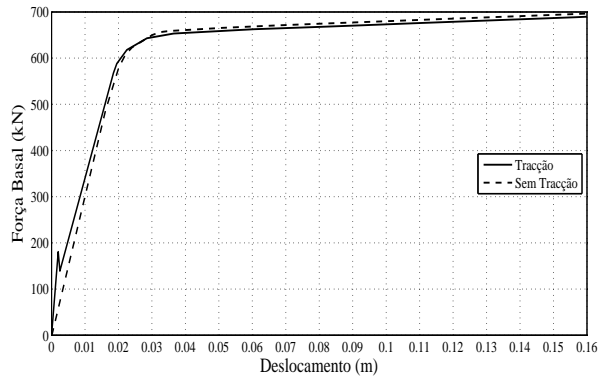
(b) Tensão do Betão a 50%.



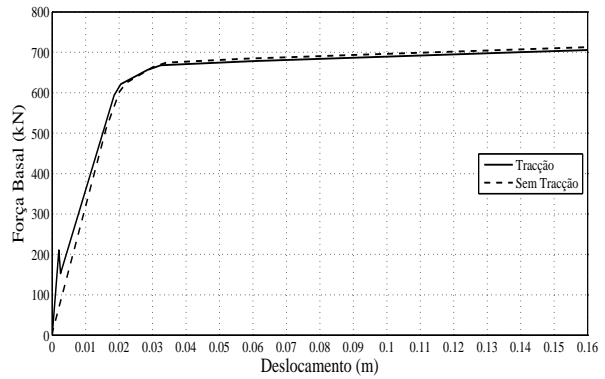
(c) Tensão do Betão a 75%.



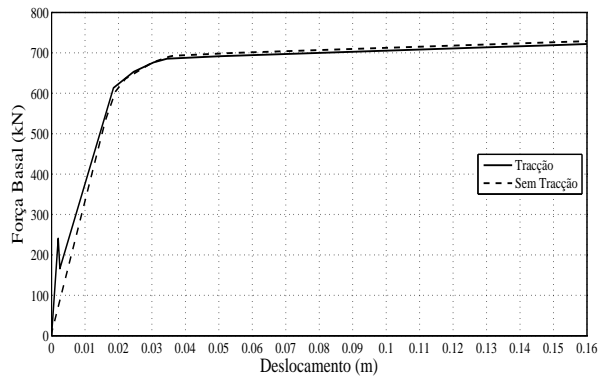
(d) Tensão do Betão a 100%.



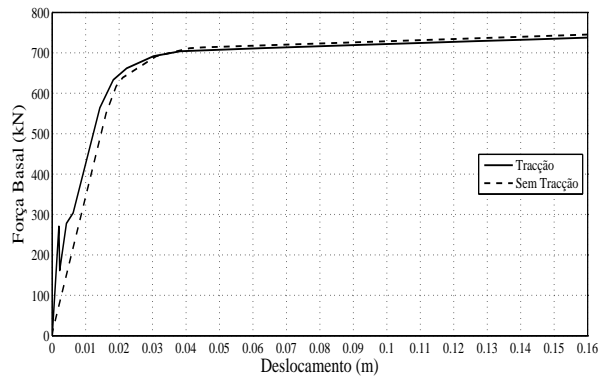
(e) Tensão do Betão a 125%.



(f) Tensão do Betão a 150%.



(g) Tensão do Betão a 175%.



(h) Tensão do Betão a 200%.

C.3.4 Carregamento modal na direcção y

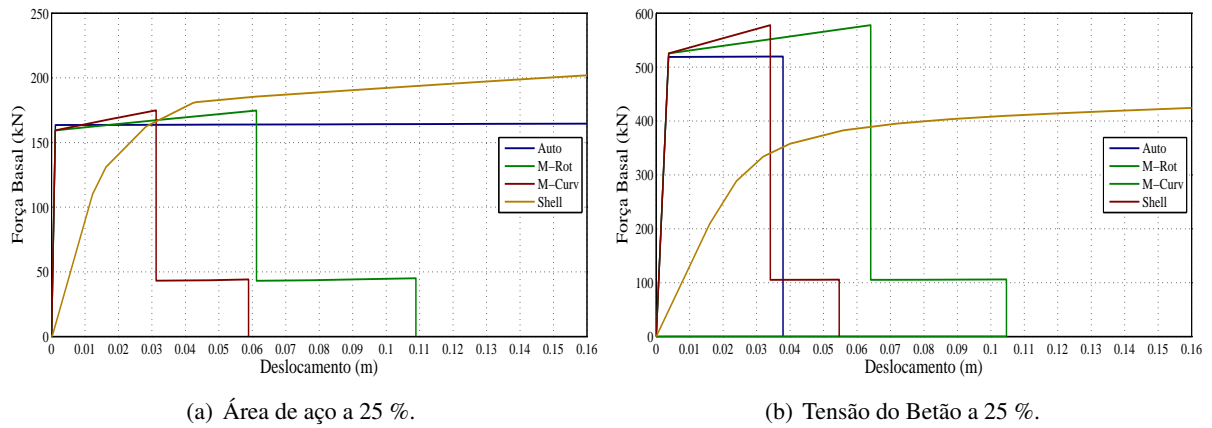


Figura C.63: Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.

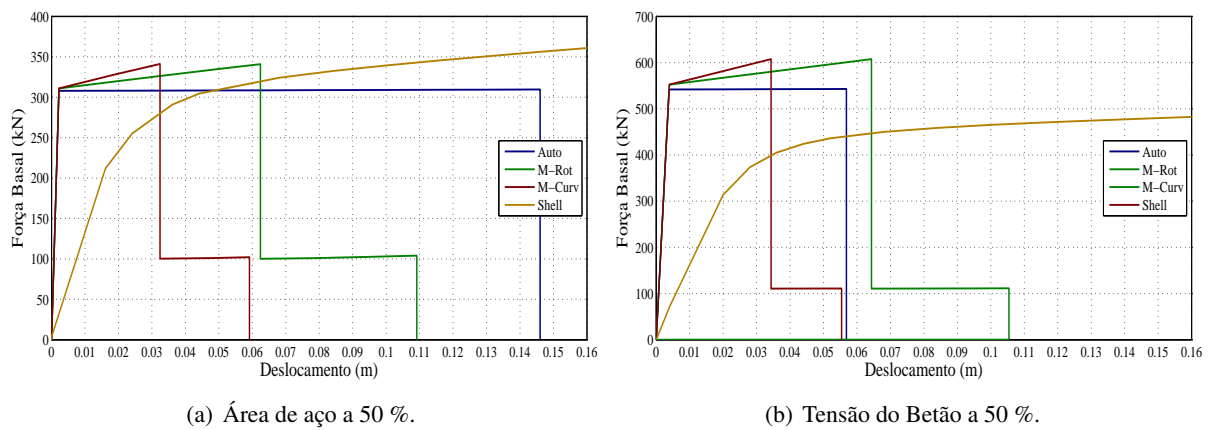
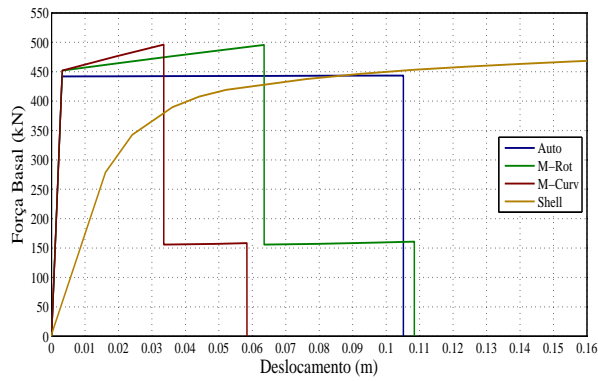
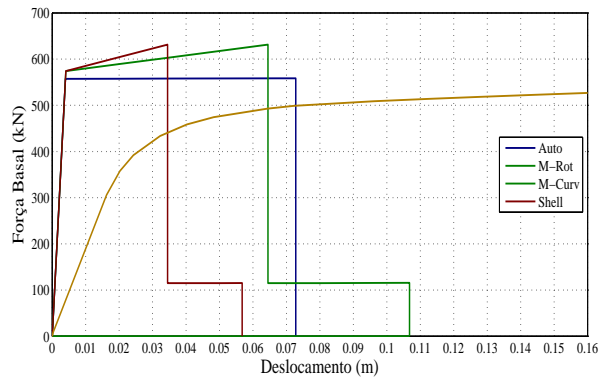


Figura C.64: Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.

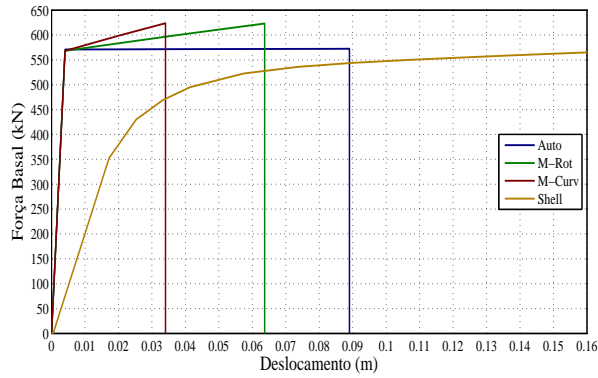


(a) Área de aço a 75 %.

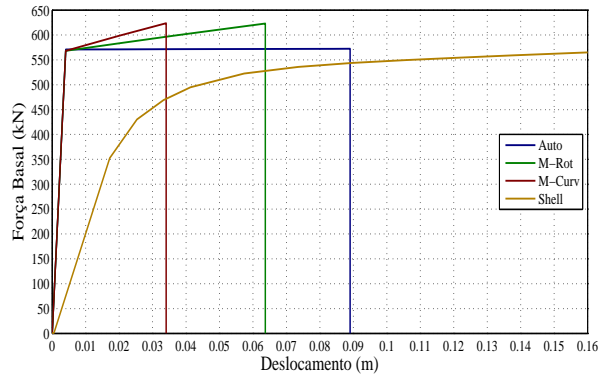


(b) Tensão do Betão a 75 %.

Figura C.65: Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.

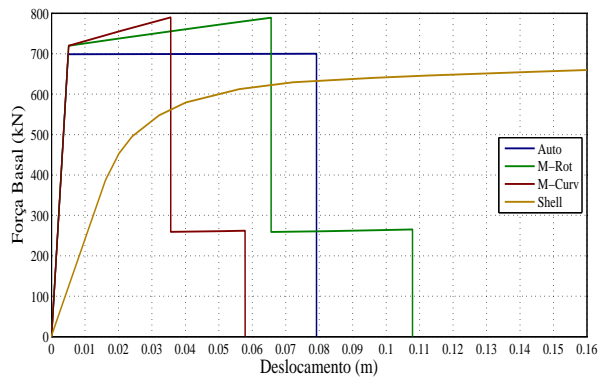


(a) Área de aço a 100 %.

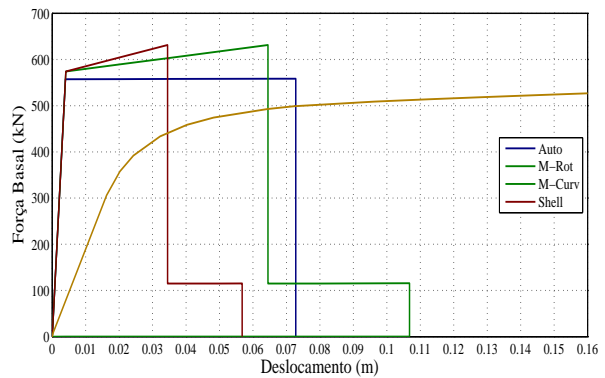


(b) Tensão do Betão a 100 %.

Figura C.66: Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.

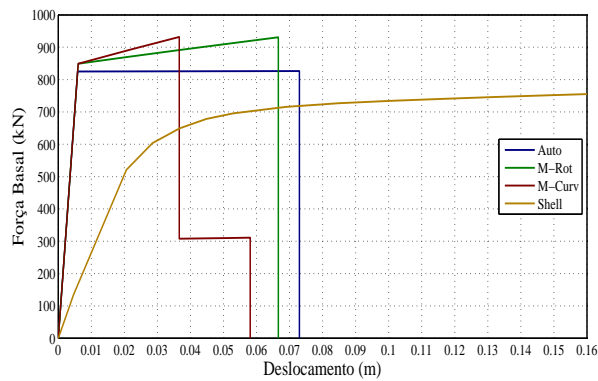


(a) Área de aço a 125 %.

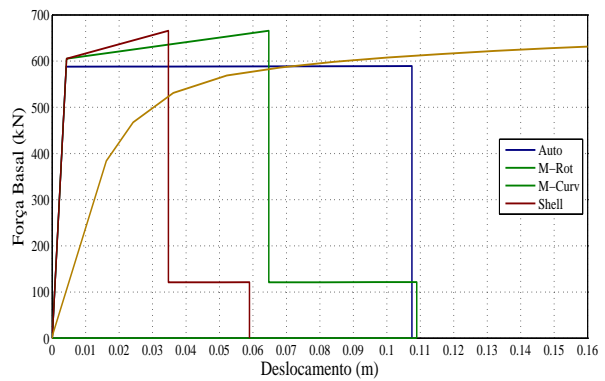


(b) Tensão do Betão a 125 %.

Figura C.67: Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.

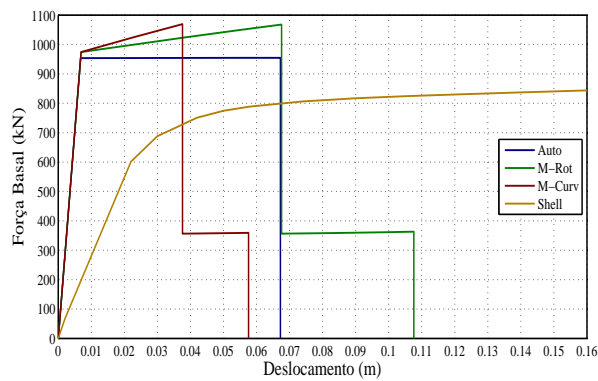


(a) Área de aço a 150 %.

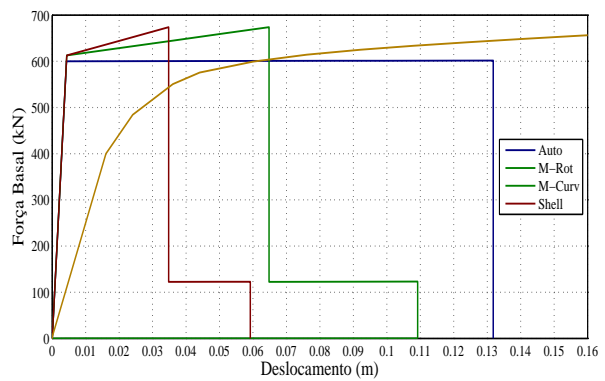


(b) Tensão do Betão a 150 %.

Figura C.68: Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.

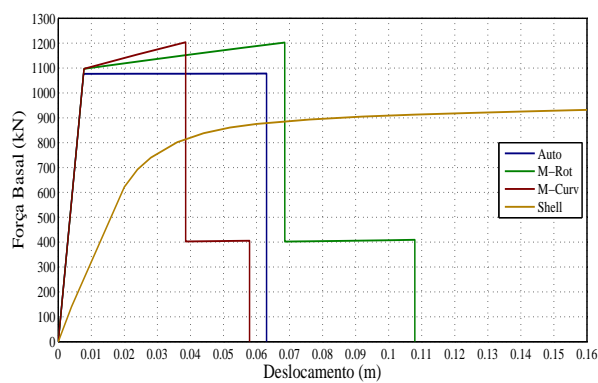


(a) Área de aço a 175 %.

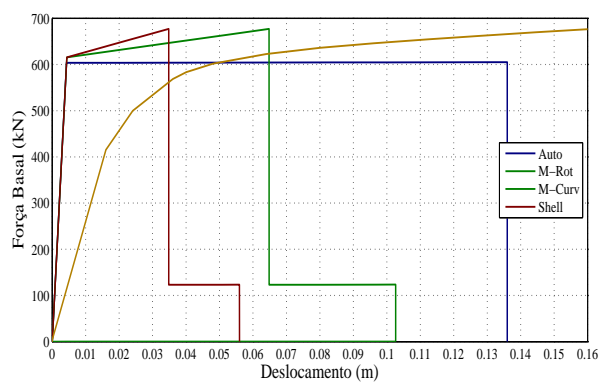


(b) Tensão do Betão a 175 %.

Figura C.69: Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.

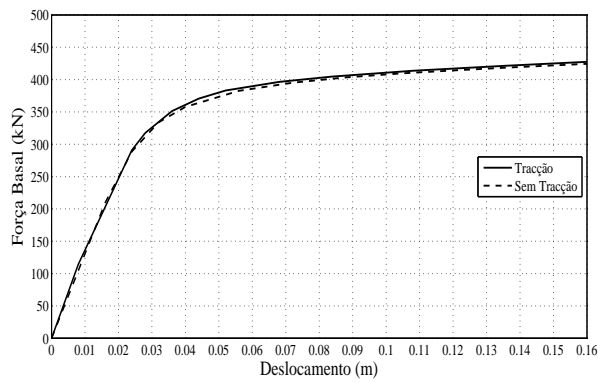


(a) Área de aço a 200 %.

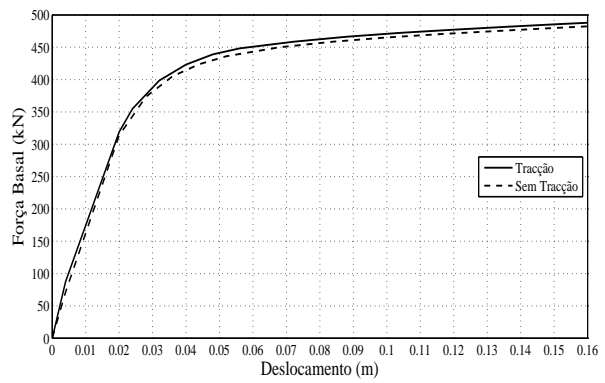


(b) Tensão do Betão a 200 %.

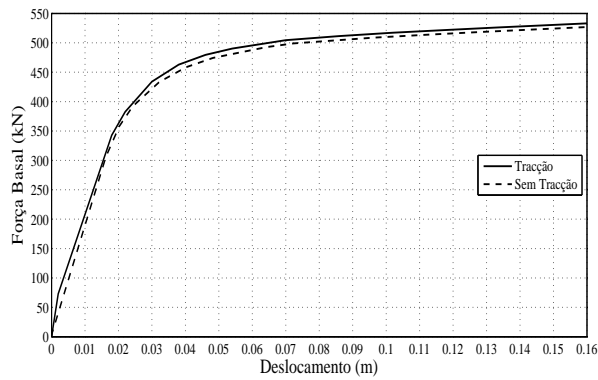
Figura C.70: Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.



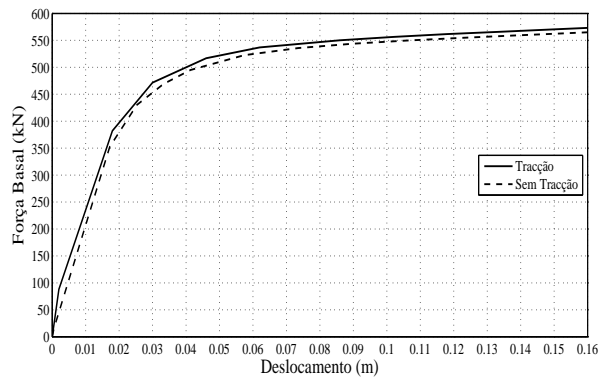
(a) Tensão do Betão a 25%.



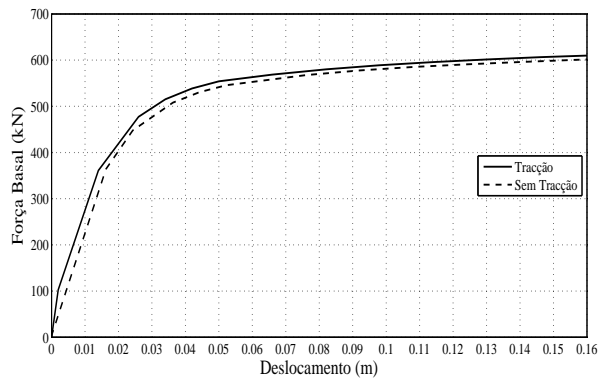
(b) Tensão do Betão a 50 %.



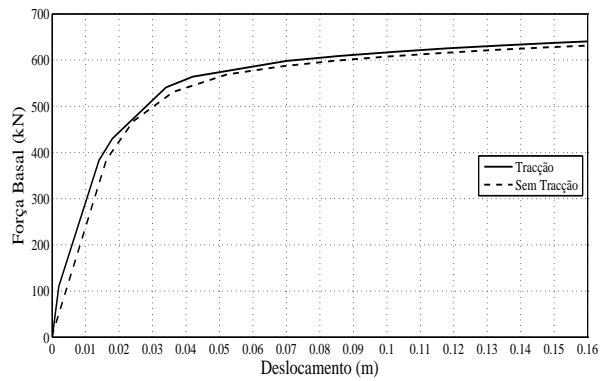
(c) Tensão do Betão a 75 %.



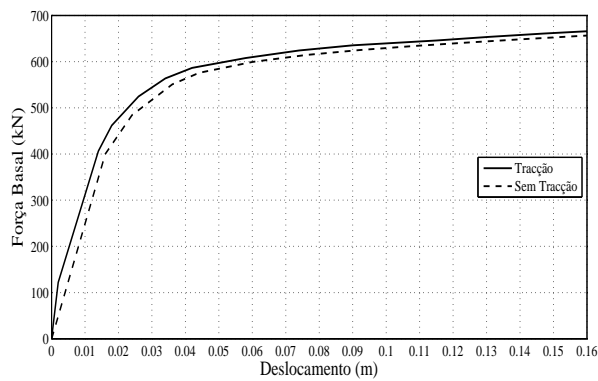
(d) Tensão do Betão a 100 %.



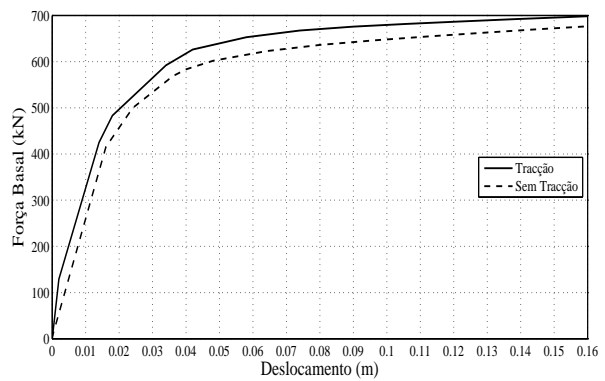
(e) Tensão do Betão a 125 %.



(f) Tensão do Betão a 150 %.



(g) Tensão do Betão a 175 %.



(h) Tensão do Betão a 200 %.

C.3.5 Discussão dos resultados

No exemplo da parede em U, em ambas as direcções, observa-se, mais uma vez, que a capacidade resistente da estrutura é mais afectada pela alteração da quantidade de armadura do que a alteração da qualidade do betão.

Os resultados obtidos com recurso as *Shell*, na direcção x apresentam sempre maior capacidade de carga que os elementos *Frame*, enquanto que na direcção y na maioria dos casos apresenta uma menor capacidade de carga que as *Frame*. Este resultado pode dever-se ao facto de os efeitos de torção existirem apenas na direcção y, em que a carga tem uma excentricidade em relação ao centro de corte, e não existirem na direcção x. Este fenómeno leva a concluir que os efeitos de torção são tidos em conta nos elementos *Shell* e não nos elementos *Frame*.

Uma vez mais, a capacidade resistente, em ambas as direcções, diminui ao alterar o tipo de carregamento. Neste caso, na direcção y, o modo de vibração tem uma componente de torção, o que agrava ainda mais a capacidade resistente da estrutura.

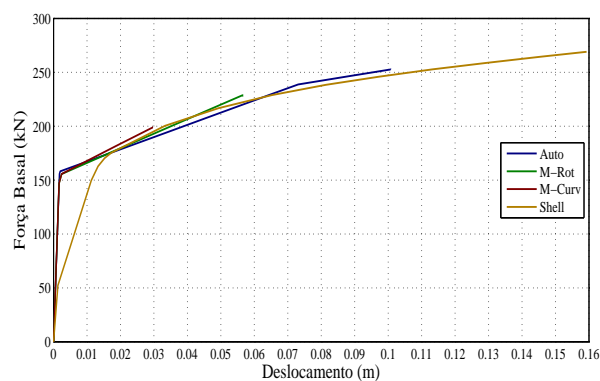
É de observar ainda, que para a direcção y, para valores elevados de resistência do betão, os elementos *Shell* tendem a apresentar um aumento da capacidade resistente, sendo muito esta muito mais próxima dos elementos *Frame* que no caso de resistências baixas para o betão. Isto deve-se ao facto de ao aumentar a qualidade do betão, a estrutura fica com uma maior resistência aos efeitos de torção existentes devido ao carregamento.

Com este exemplo, foi possível observar que na análise modal existem diferenças entre utilizar uma *Shell* ou uma *Frame* para modelar a parede. A componente torsional existente neste elementos é contabilizada, com maior peso, no modo de vibração dos elementos *Shell* que nas *Frame*. Sendo assim é possível concluir que para além de haver diferenças na análise não linear, na análise modal existem logo diferenças a ter em conta na utilização de elementos *Shell* e *Frame*.

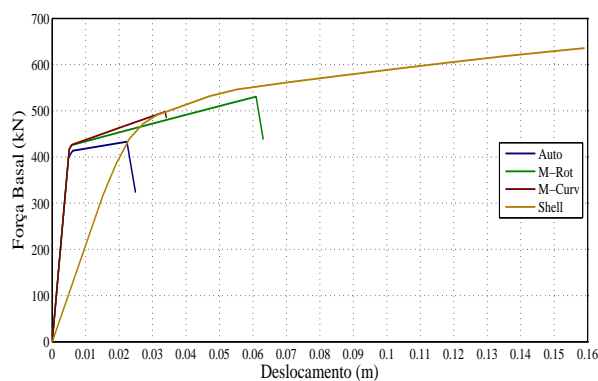
Na definição do betão com resistência à tracção é uma vez mais possível observar a transição da fase 1 para a fase 2. Em alguns dos exemplos a rigidez muda apenas num ponto enquanto que noutros exemplos, a mudança de rigidez se faça notar com um troço decrescente na curva de capacidade e só depois com o troço crescente com declive referente à nova rigidez da secção fendilhada.

C.4 Piso não simétrico

C.4.1 Carregamento uniforme na direcção x

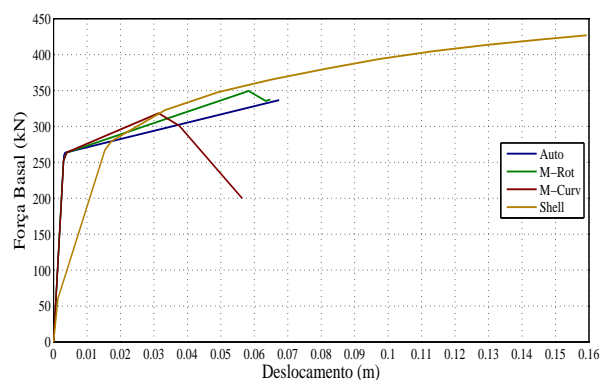


(a) Área de aço a 25 %.

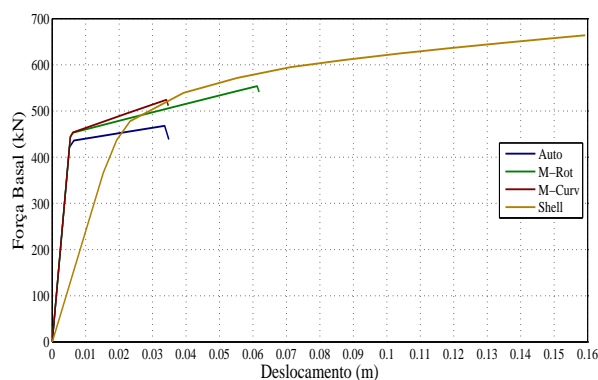


(b) Tensão do Betão a 25 %.

Figura C.72: Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.

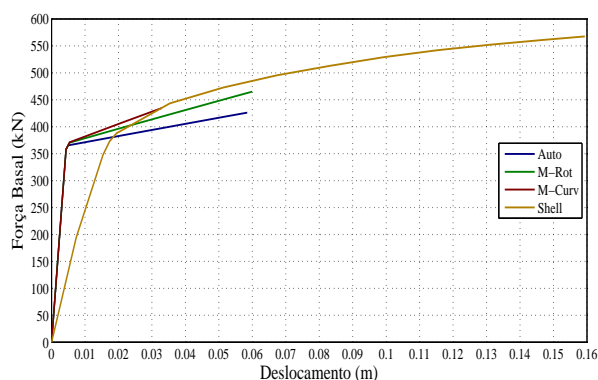


(a) Área de aço a 50 %.

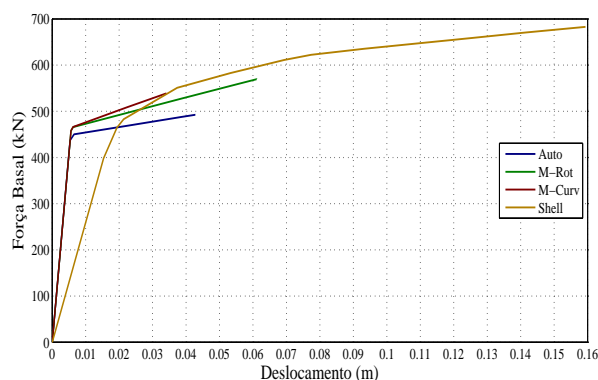


(b) Tensão do Betão a 50 %.

Figura C.73: Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.

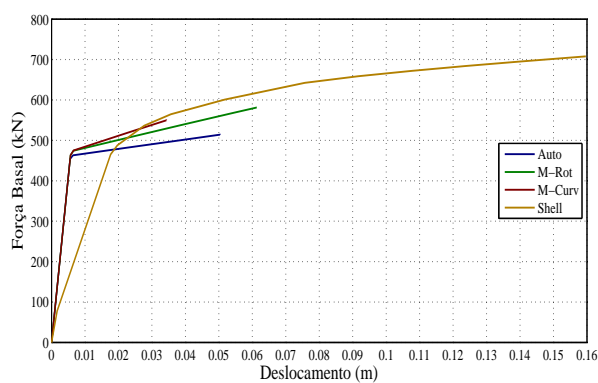


(a) Área de aço a 75 %.

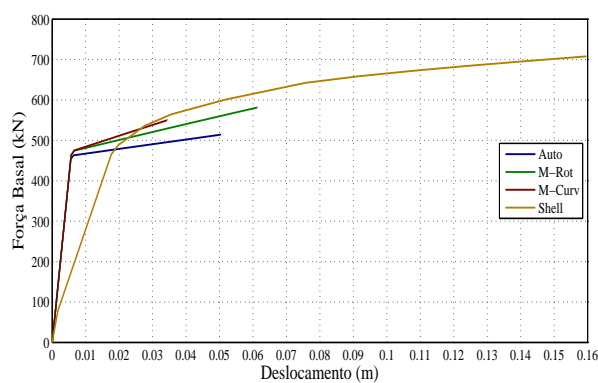


(b) Tensão do Betão a 75 %.

Figura C.74: Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.

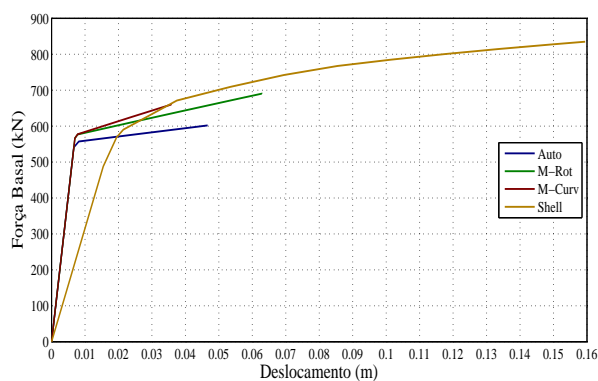


(a) Área de aço a 100 %.

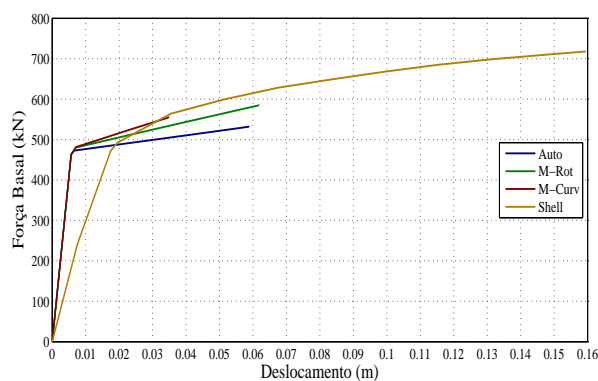


(b) Tensão do Betão a 100 %.

Figura C.75: Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.

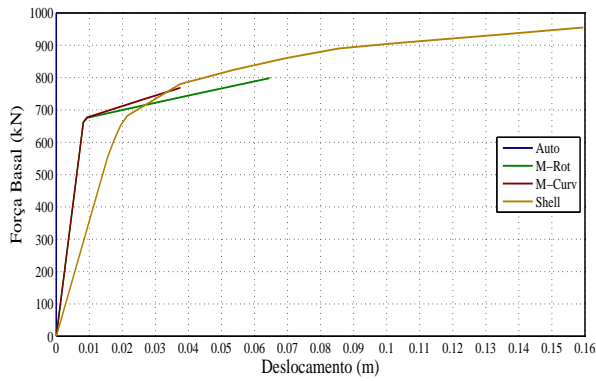


(a) Área de aço a 125 %.

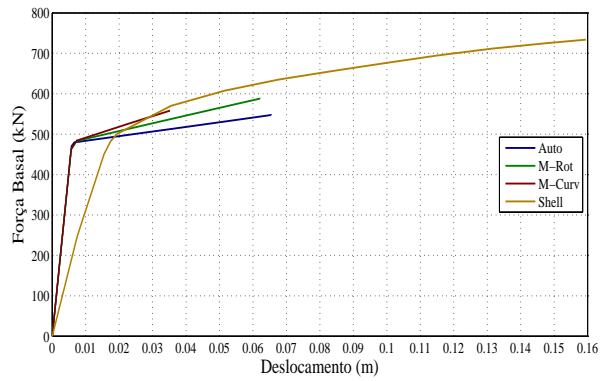


(b) Tensão do Betão a 125 %.

Figura C.76: Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.

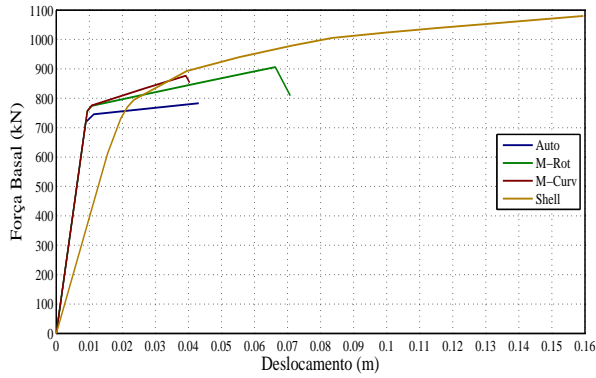


(a) Área de aço a 150 %.

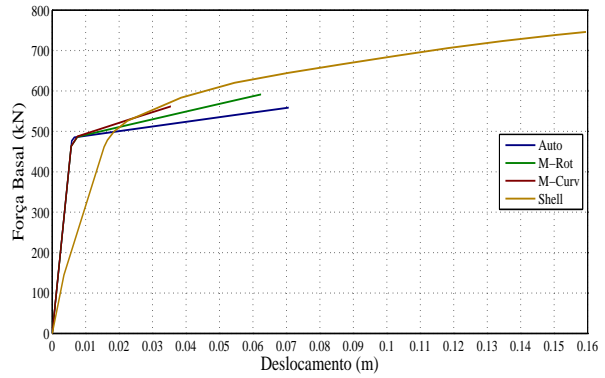


(b) Tensão do Betão a 150 %.

Figura C.77: Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.

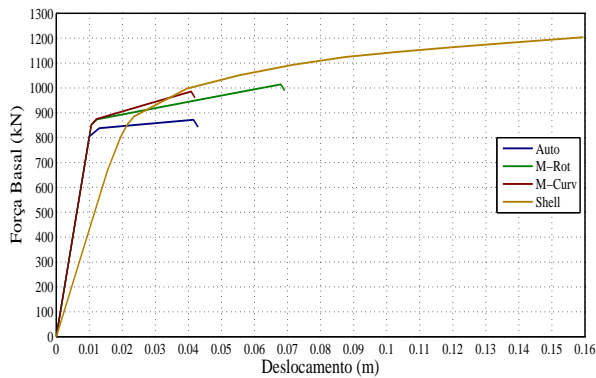


(a) Área de aço a 175 %.

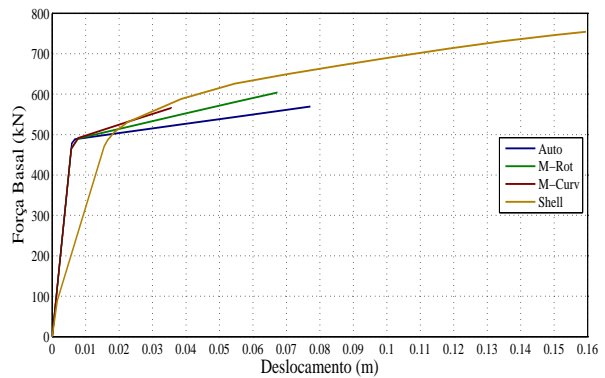


(b) Tensão do Betão a 175 %.

Figura C.78: Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.



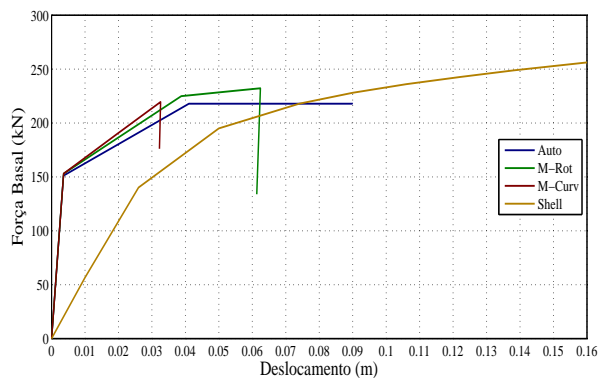
(a) Área de aço a 200 %.



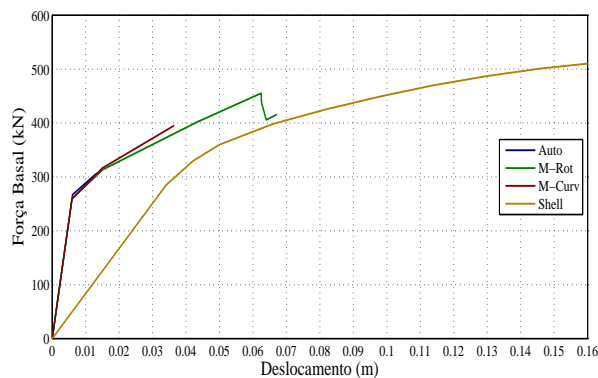
(b) Tensão do Betão a 200 %.

Figura C.79: Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.

C.4.2 Carregamento uniforme na direcção y

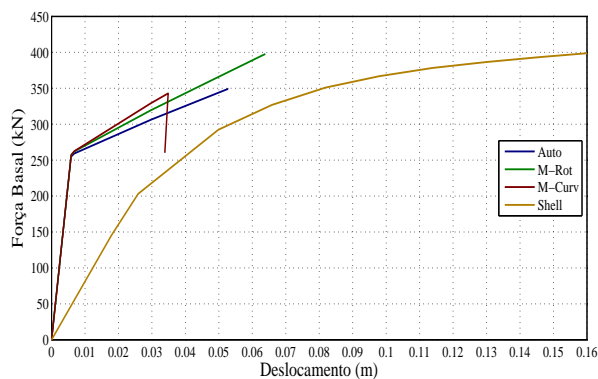


(a) Área de aço a 25 %.

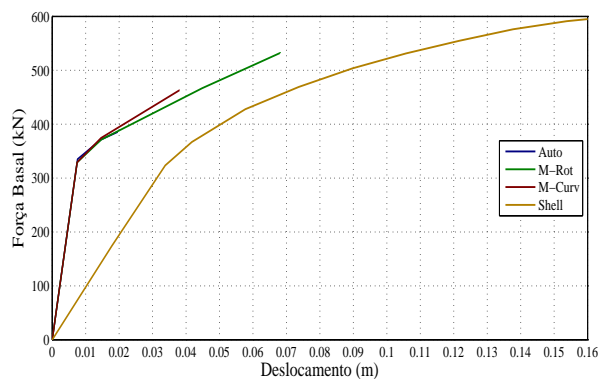


(b) Tensão do Betão a 25 %.

Figura C.80: Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.

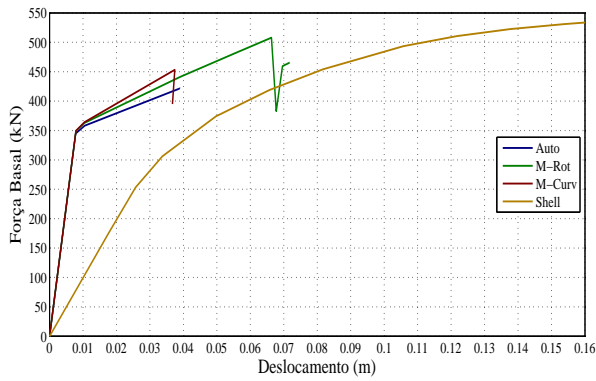


(a) Área de aço a 50 %.

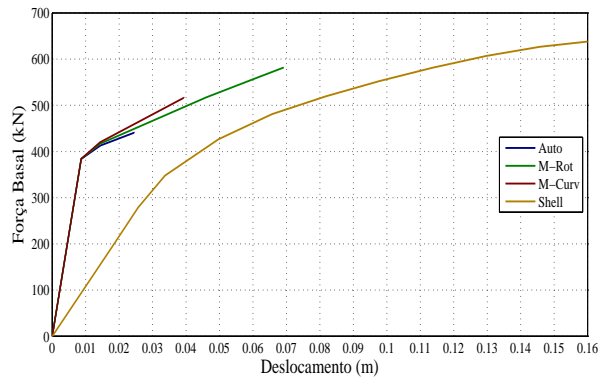


(b) Tensão do Betão a 50 %.

Figura C.81: Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.

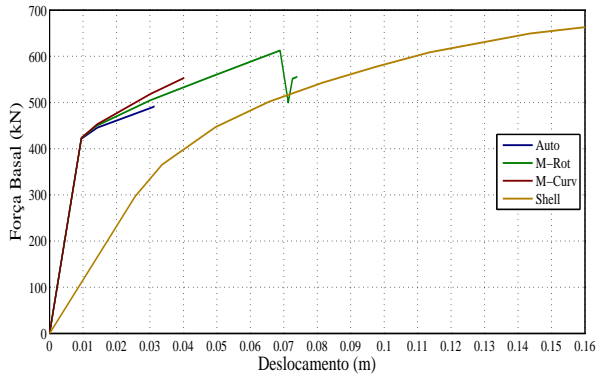


(a) Área de aço a 75 %.

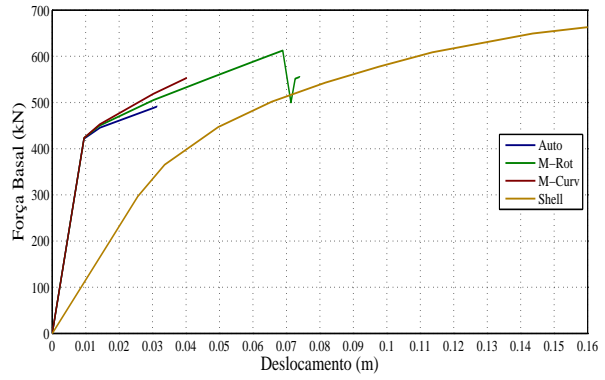


(b) Tensão do Betão a 75 %.

Figura C.82: Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.

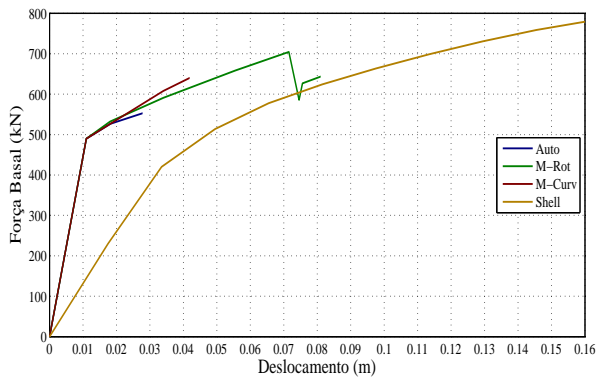


(a) Área de aço a 100 %.

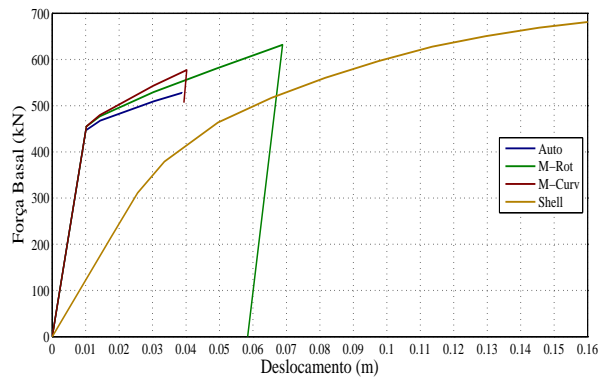


(b) Tensão do Betão a 100 %.

Figura C.83: Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.

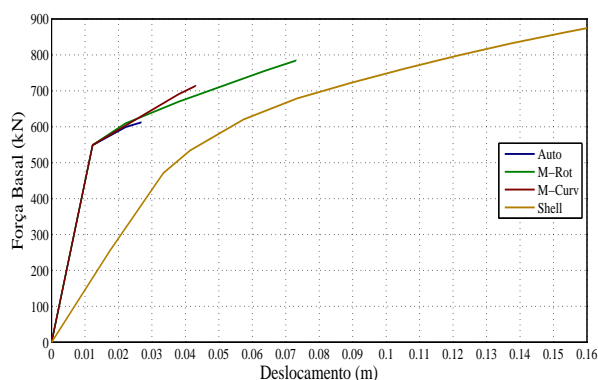


(a) Área de aço a 125 %.

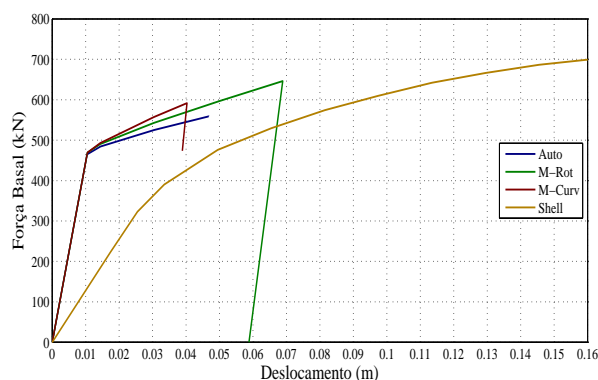


(b) Tensão do Betão a 125 %.

Figura C.84: Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.

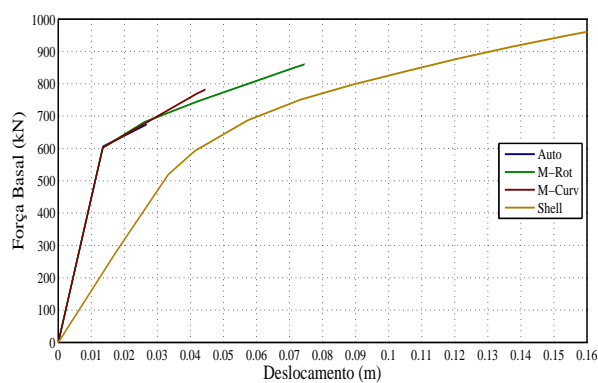


(a) Área de aço a 150 %.

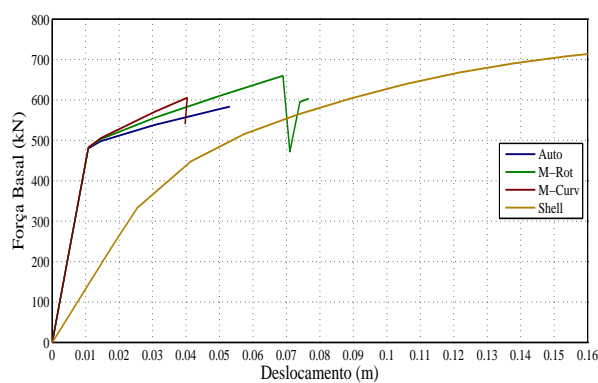


(b) Tensão do Betão a 150 %.

Figura C.85: Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.

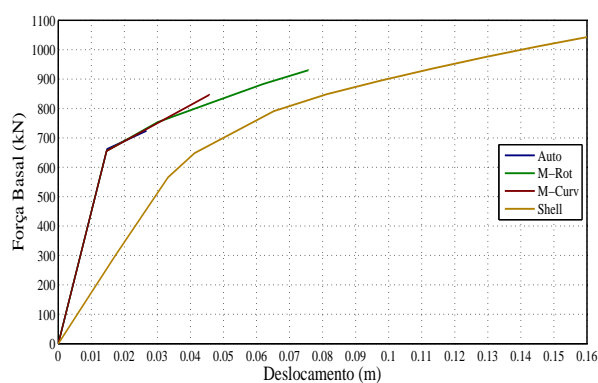


(a) Área de aço a 175 %.

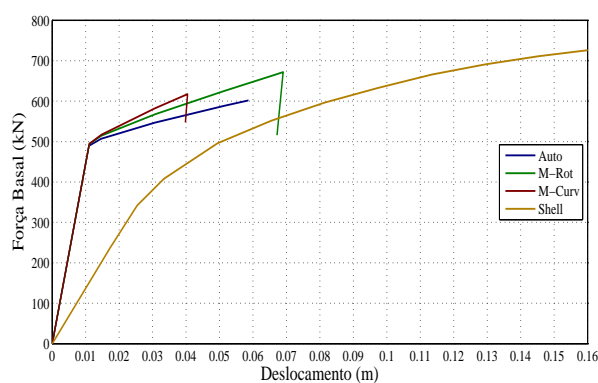


(b) Tensão do Betão a 175 %.

Figura C.86: Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.



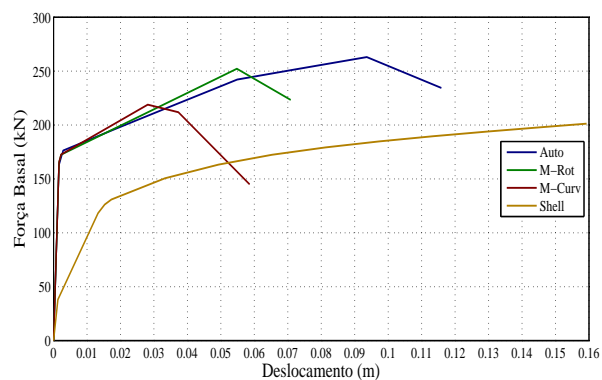
(a) Área de aço a 200 %.



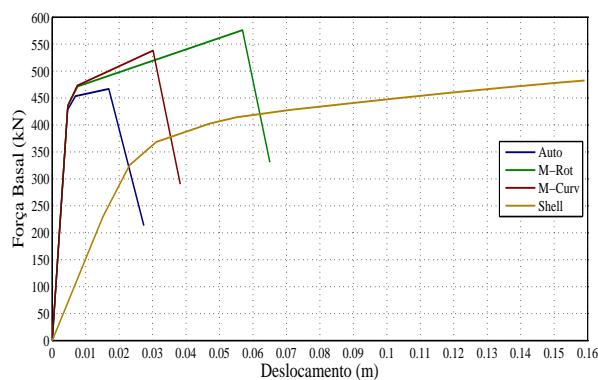
(b) Tensão do Betão a 200 %.

Figura C.87: Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.

C.4.3 Carregamento modal na direcção x

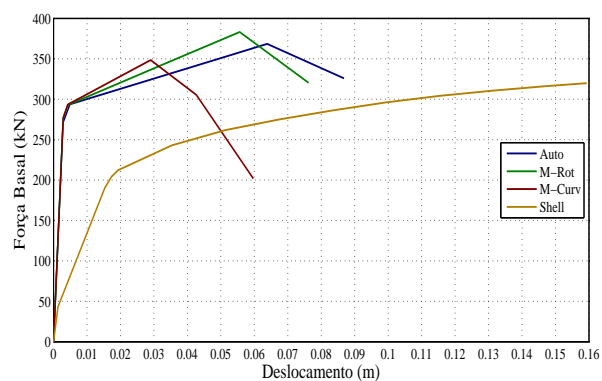


(a) Área de aço a 25 %.

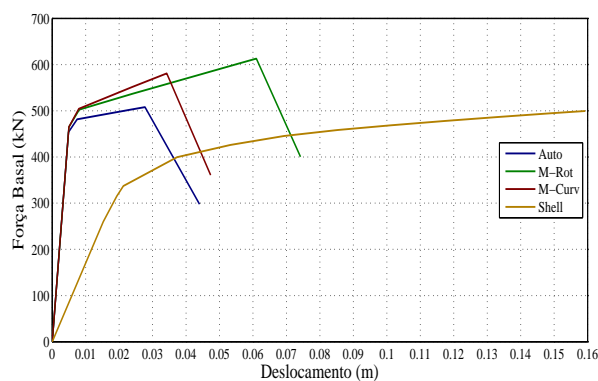


(b) Tensão do Betão a 25 %.

Figura C.88: Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.

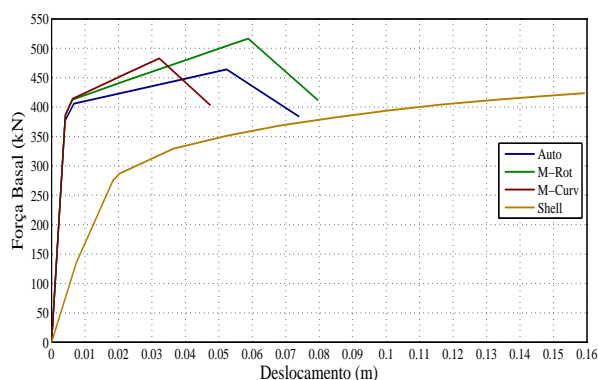


(a) Área de aço a 50 %.

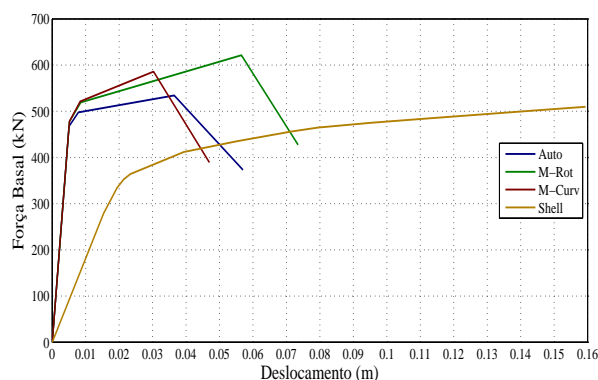


(b) Tensão do Betão a 50 %.

Figura C.89: Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.

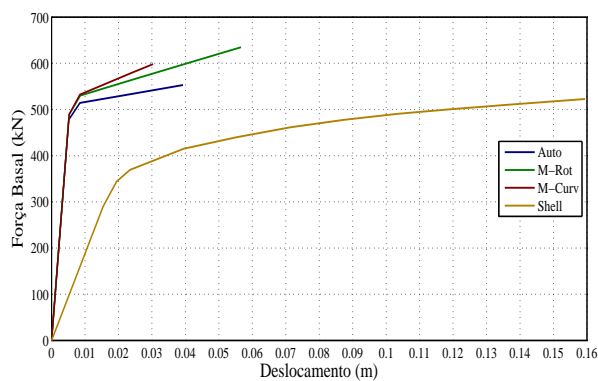


(a) Área de aço a 75 %.

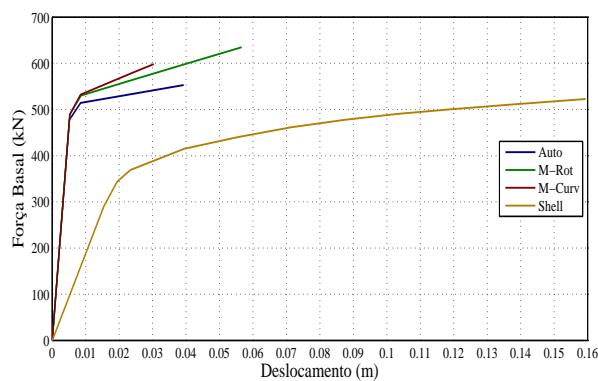


(b) Tensão do Betão a 75 %.

Figura C.90: Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.

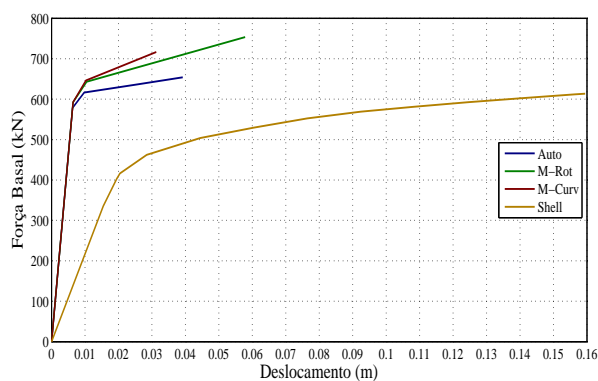


(a) Área de aço a 100 %.

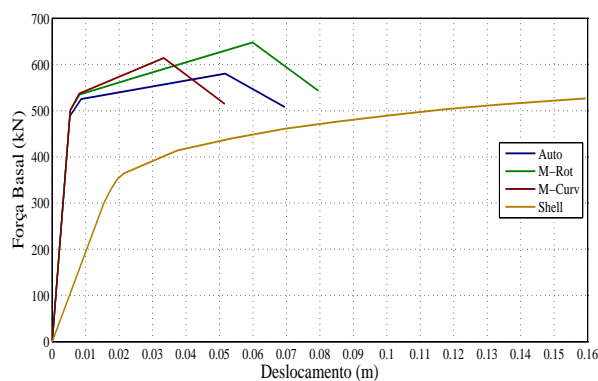


(b) Tensão do Betão a 100 %.

Figura C.91: Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.

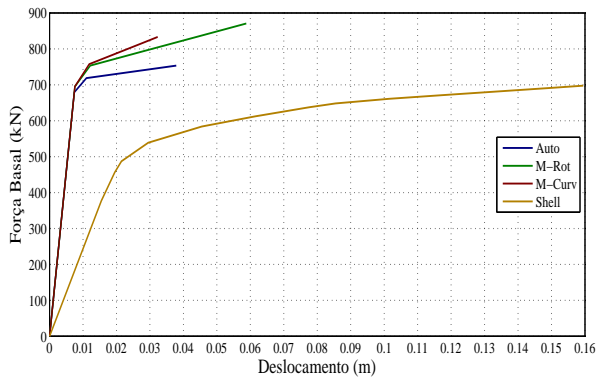


(a) Área de aço a 125 %.

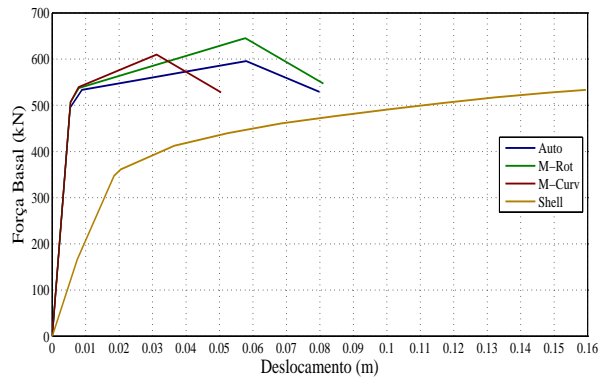


(b) Tensão do Betão a 125 %.

Figura C.92: Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.

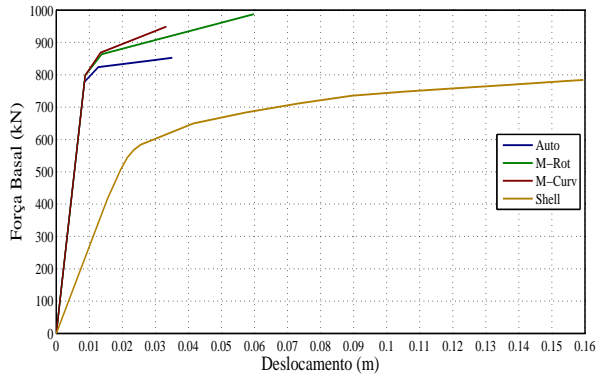


(a) Área de aço a 150 %.

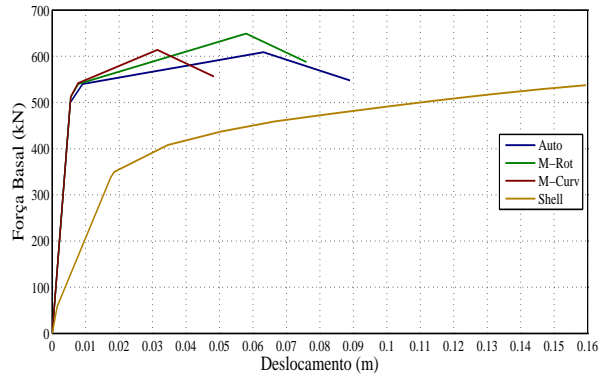


(b) Tensão do Betão a 150 %.

Figura C.93: Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.

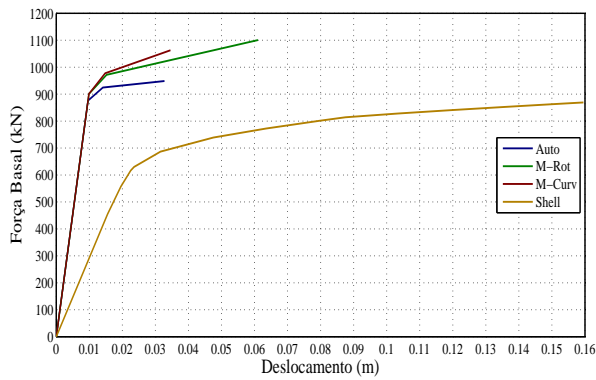


(a) Área de aço a 175 %.

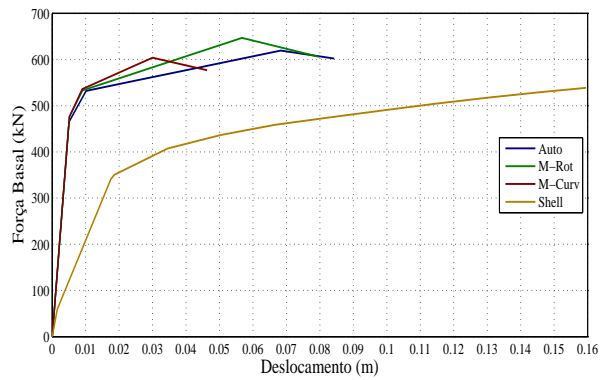


(b) Tensão do Betão a 175 %.

Figura C.94: Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.



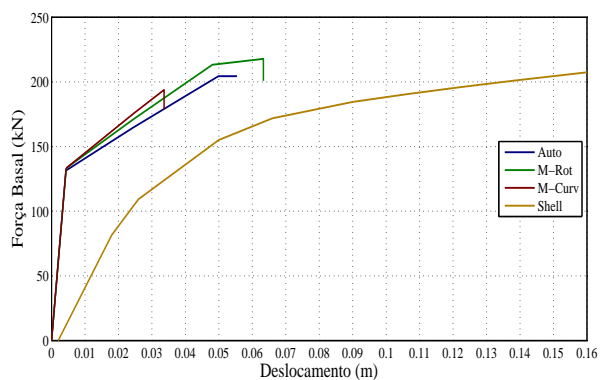
(a) Área de aço a 200 %.



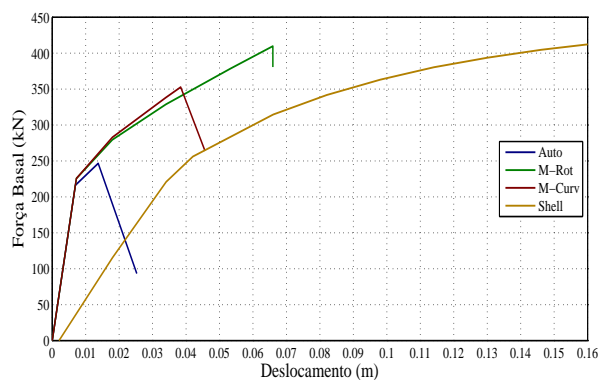
(b) Tensão do Betão a 200 %.

Figura C.95: Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.

C.4.4 Carregamento modal na direcção y

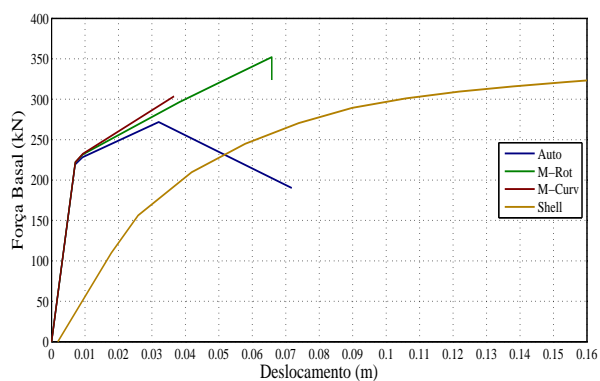


(a) Área de aço a 25 %.

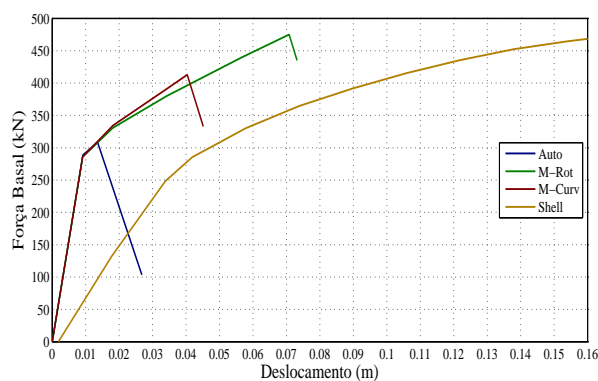


(b) Tensão do Betão a 25 %.

Figura C.96: Valores de área de aço e tensão do betão a 25% do seu valor base.

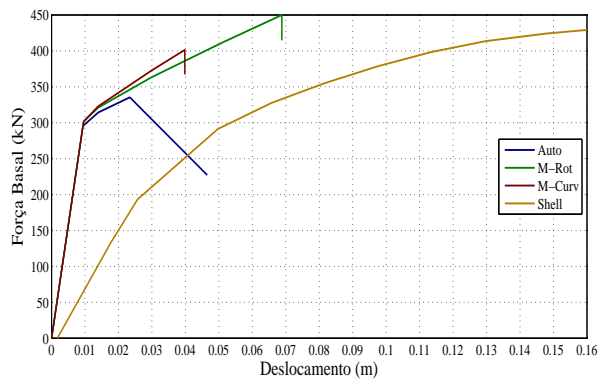


(a) Área de aço a 50 %.

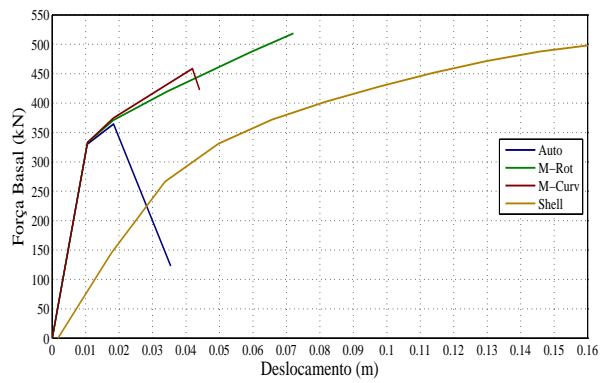


(b) Tensão do Betão a 50 %.

Figura C.97: Valores de área de aço e tensão do betão a 50% do seu valor base.

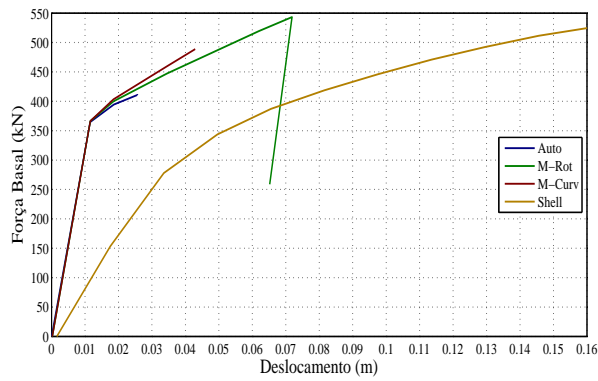


(a) Área de aço a 75 %.

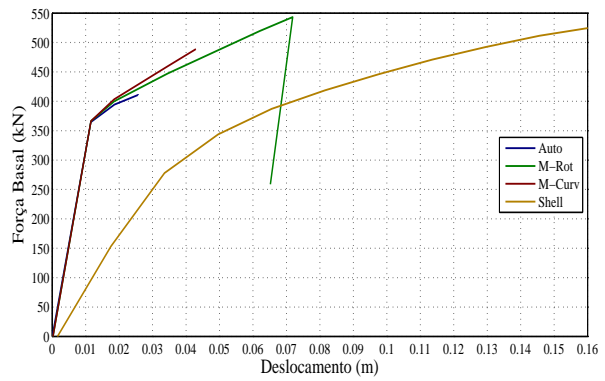


(b) Tensão do Betão a 75 %.

Figura C.98: Valores de área de aço e tensão do betão a 75% do seu valor base.

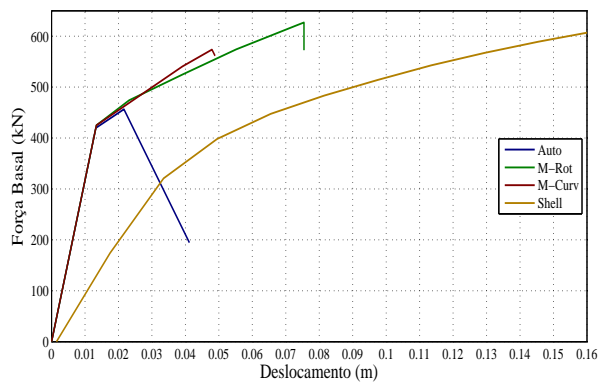


(a) Área de aço a 100 %.

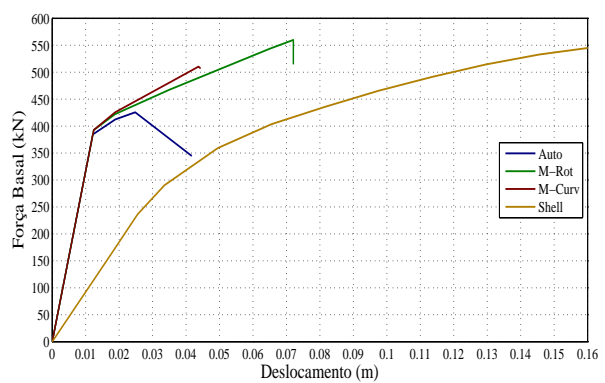


(b) Tensão do Betão a 100 %.

Figura C.99: Valores de área de aço e tensão do betão a 100% do seu valor base.

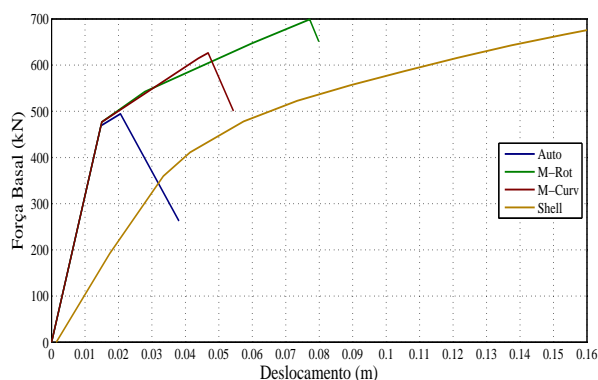


(a) Área de aço a 125 %.

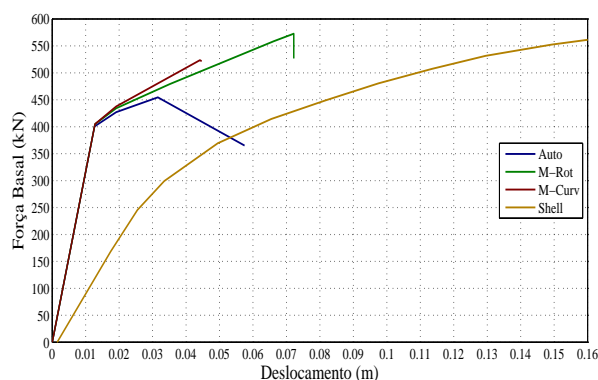


(b) Tensão do Betão a 125 %.

Figura C.100: Valores de área de aço e tensão do betão a 125% do seu valor base.

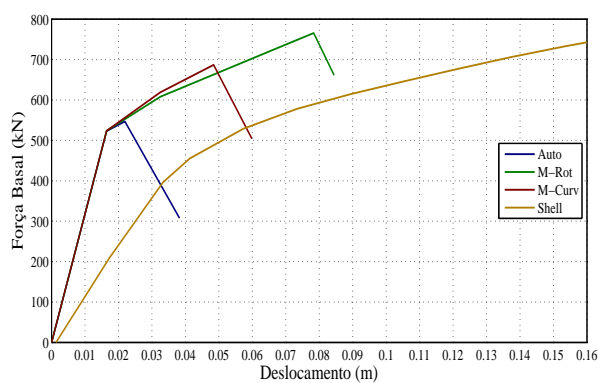


(a) Área de aço a 150 %.

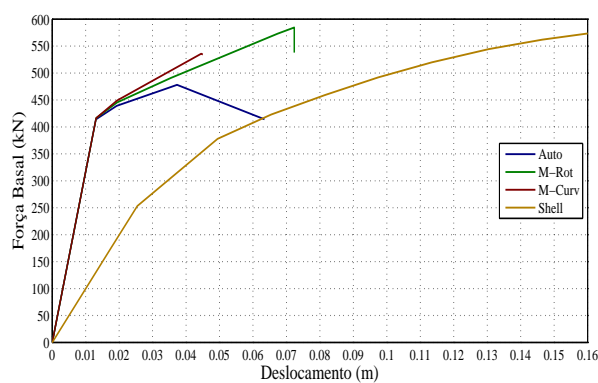


(b) Tensão do Betão a 150 %.

Figura C.101: Valores de área de aço e tensão do betão a 150% do seu valor base.

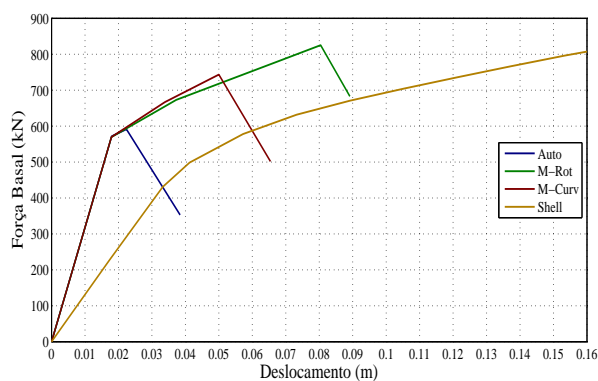


(a) Área de aço a 175 %.

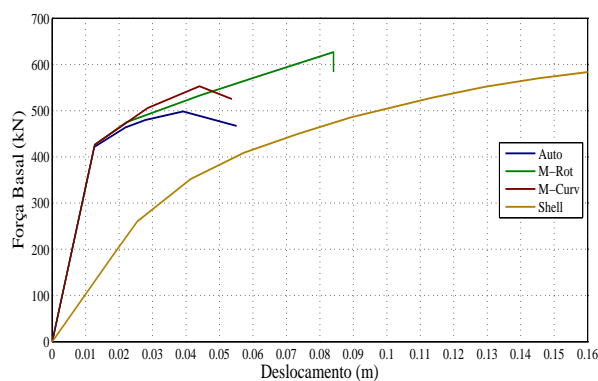


(b) Tensão do Betão a 175 %.

Figura C.102: Valores de área de aço e tensão do betão a 175% do seu valor base.



(a) Área de aço a 200 %.



(b) Tensão do Betão a 200 %.

Figura C.103: Valores de área de aço e tensão do betão a 200% do seu valor base.

C.4.5 Discussão dos resultados

No exemplo do piso não simétrico, é importante referir que os elementos *Frame* tiveram muito mais dificuldade em convergir para o resultado final, sendo que em muitos casos observa-se maiores instabilidades no cálculo. De forma a simplificar a análise dos resultados, os resultados posteriores à rotura da estrutura não estão incluídas nos gráficos.

Através da análise dos resultados, é possível observar que a estrutura é muito mais deformável na direcção *y* que na *x*. Este facto deve-se ao facto de na direcção *x* terem a funcionar as duas paredes e na direcção *y* a parede Rectangular não oferecer grande rigidez.

Nos resultados obtidos para a direcção *x*, é possível observar uma diferença na rigidez logo no início da curva de capacidade. Esta diferença de rigidez deve-se à plastificação da parede rectangular e a uma maior participação da parede em *L*.

Na análise modal neste exemplo, é importante referir que mais uma vez, os elementos *Shell* apresentam uma maior participação de torção que os elementos *Frame*. Uma vez mais é visível que os elementos *Frame* menosprezam os efeitos de torção devido à não simetria acentuada da estrutura.

De forma análoga aos exemplos anteriores, a capacidade de carga diminui quando o tipo de carga é alterado de uniforme para modal. Neste exemplo isto ocorre também devido à elevada participação de torção no modo de vibração preponderante para a análise.

Mais uma vez, é possível observar que a capacidade resistente da estrutura varia mais com a alteração da quantidade de armadura que ao alterar a qualidade do betão.

Anexo D

Resultados do método N2

O presente anexo destina-se à apresentação da resolução gráfica da aplicação do método N2 aos exemplos apresentados no capítulo 5.

A aplicação do método N2 não obriga a efectuar uma resolução gráfica, embora esta seja benéfica para a correcta compreensão dos resultados obtidos bem como de todos os cálculos que são efectuados para chegar ao deslocamento objectivo. Serão apresentados os resultados gráficos bem como o valor dos factores de transformação, deslocamento e força de cedência do sistema equivalente, deslocamento objectivo e factor de ductilidade obtidos para cada um dos exemplos. Os resultados são apresentados de seguida.

D.1 Parede Rectangular

A parede rectangular tem uma secção transversal de 0.2×1 metro e tem 4 metros de altura. Para a aplicação do método N2 foram colocadas 3 massas de 100 toneladas, a cada metro de comprimento da parede. Uma vez que a parede apresenta uma rigidez muito elevada, quando comparada com a sua massa, as massas são colocadas de forma a fazer sentido efectuar uma análise de comportamento sísmico à mesma.

D.1.1 Resolução gráfica

De seguida serão apresentadas as resoluções gráficas referentes à aplicação do método N2, para as diferentes modelações utilizadas. Esta resolução gráfica é opcional, uma vez que os cálculos podem ser efectuados sem a mesma, embora seja preferível efectuar a mesma de modo a compreender melhor os resultados obtidos.

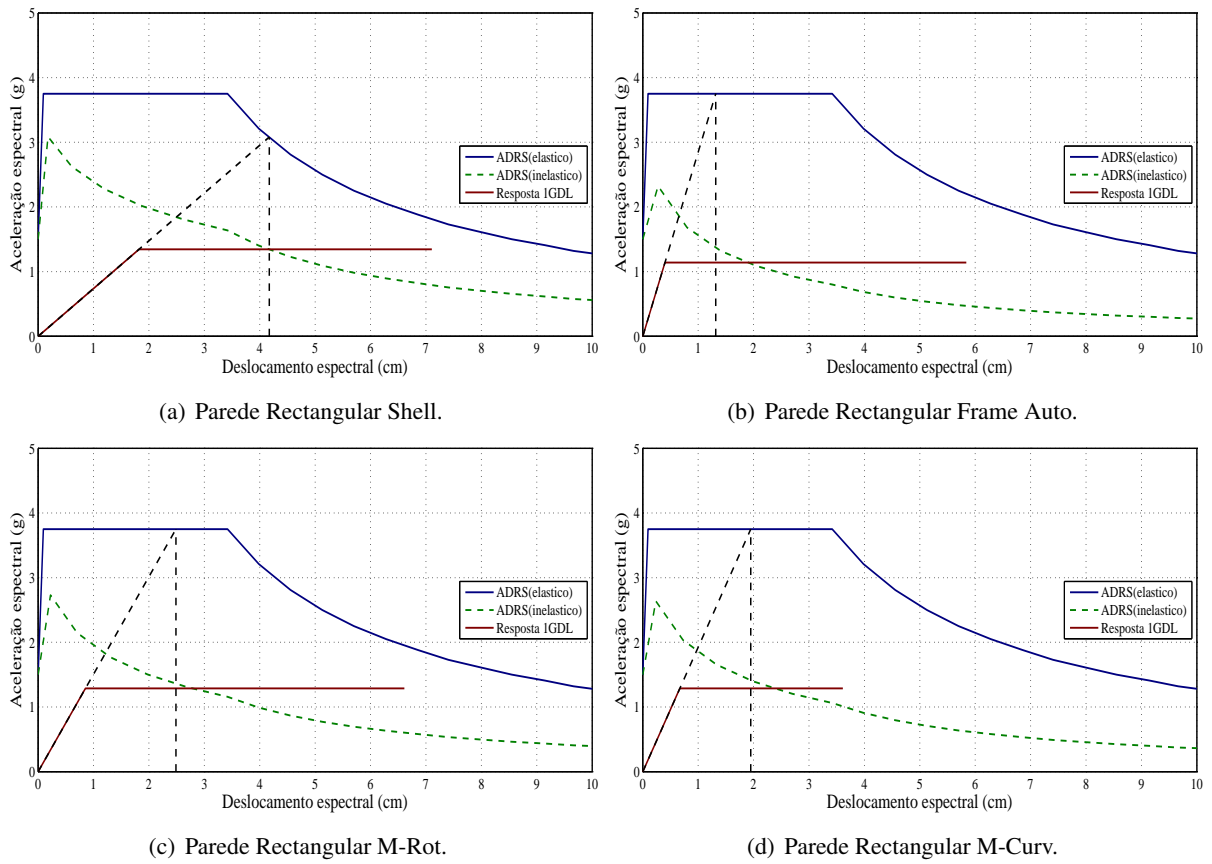


Figura D.1: Resolução gráfica do método N2 aplicado à parede rectangular.

D.1.2 Resultados obtidos

De modo a comparar os resultados obtidos para as diferentes modelações, apresenta-se de seguida, em forma de tabela, alguns dos parâmetros obtidos através da aplicação do método.

Tabela D.1: Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo da parede rectangular.

Tipo de modelação	Γ	D_y^* [cm]	F_y^* [kN]	μ	d_t^* [cm]	D_t [cm]
Shell	1.35	1.82	287.5	2.29	4.17	5.61
Frame (Auto)	1.35	0.4	243.3	4.69	1.95	2.63
Frame (M-Rot)	1.35	0.86	274.9	3.24	2.78	3.75
Frame (M-Curv)	1.35	0.67	275.3	3.53	2.4	3.23

D.1.3 Discussão dos resultados

Neste exemplo a modelação com recurso a elementos *Shell* é a que apresenta maiores deslocamentos, quer para o sistema equivalente como para o real. Sendo também o modelo com elementos *Shell* o único em que o período do sistema equivalente é superior ao valor de T_c (0.6 segundos).

Embora os elementos *Shell* sejam os que têm maior deslocamento objectivo, estes são os que apresentam menor factor de ductilidade (μ). É possível dizer, então, que o valor do factor de ductilidade é sobrestimado pelos elementos *Frame* e que o valor dos deslocamentos é sobrestimado pelos elementos *Shell*.

Em todos os exemplos o deslocamento atingido na análise *Pushover* é superior ao deslocamento objectivo calculado.

D.2 Parede em L

A parede em L tem uma secção transversal de 1×1 metro em forma de L, com 0.2 metros de espessura e tem 4 metros de altura. Para a aplicação do método N2 foram colocadas 3 massas de 100 toneladas, a cada metro de comprimento da parede. Uma vez que a parede apresenta uma rigidez muito elevada, quando comparada com a sua massa, as massas são colocadas de forma a fazer sentido efectuar uma análise de comportamento sísmico à mesma.

D.2.1 Resolução gráfica

De seguida serão apresentadas as resoluções gráficas referentes à aplicação do método N2, para as diferentes modelações utilizadas.

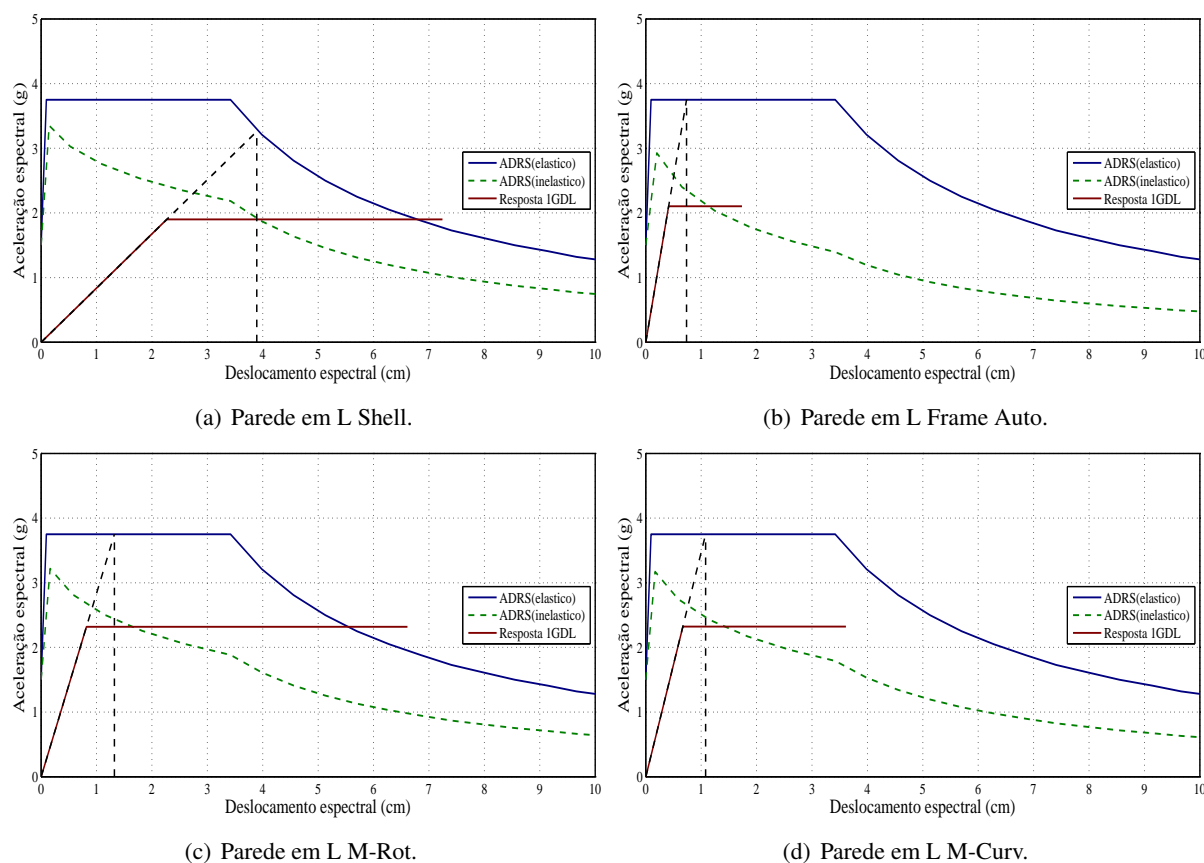


Figura D.2: Resolução gráfica do método N2 aplicado à parede em L.

D.2.2 Resultados obtidos

De modo a comparar os resultados obtidos para as diferentes modelações, apresenta-se de seguida, em forma de tabela, alguns dos parâmetros obtidos através da aplicação do método.

Tabela D.2: Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo da parede em L.

Tipo de modelação	Γ	D_y^* [cm]	F_y^* [kN]	μ	d_t^* [cm]	D_t [cm]
Shell	1.34	2.3	408.5	1.72	3.89	5.24
Frame (Auto)	1.34	0.41	454.6	2.69	1.27	1.71
Frame (M-Rot)	1.34	0.82	501.5	1.99	1.72	2.32
Frame (M-Curv)	1.34	0.67	502	2.09	1.52	2.04

D.2.3 Discussão dos resultados

Neste exemplo verifica-se novamente que os elementos *Shell* conduzem a um menor valor para o factor de ductilidade e um valor maior de deslocamento objectivo. Sendo estes os que mais uma vez apresentam um periodo superior ao T_c .

Todos os modelos apresentam um deslocamento de rotura na análise *Pushover* superior ao deslocamento objectivo calculado.

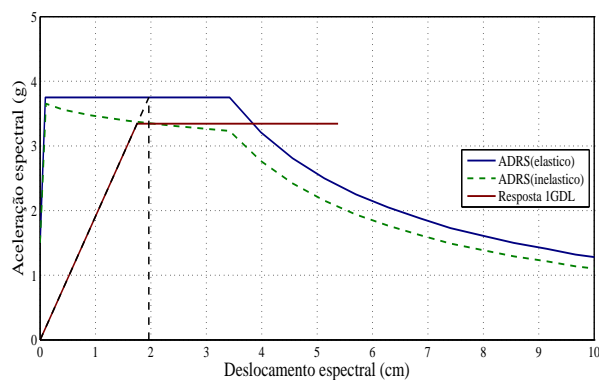
D.3 Parede em U

A parede em U tem uma secção transversal de 1×1 metro em forma de U, com 0.2 metros de espessura e tem 4 metros de altura. Para a aplicação do método N2 foram colocadas 3 massas de 100 toneladas, a cada metro de comprimento da parede. Uma vez que a parede apresenta uma rigidez muito elevada, quando comparada com a sua massa, as massas são colocadas de forma a fazer sentido efectuar uma análise de comportamento sísmico à mesma.

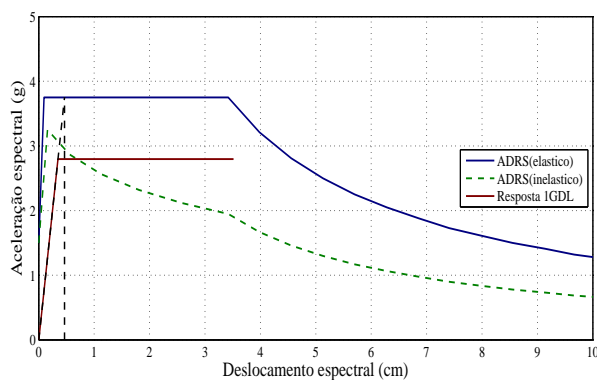
D.3.1 Resolução gráfica

De seguida serão apresentadas as resoluções gráficas referentes à aplicação do método N2, para as diferentes modelações utilizadas.

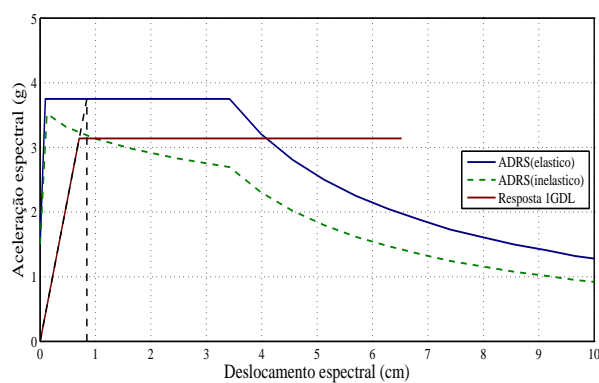
Direcção x



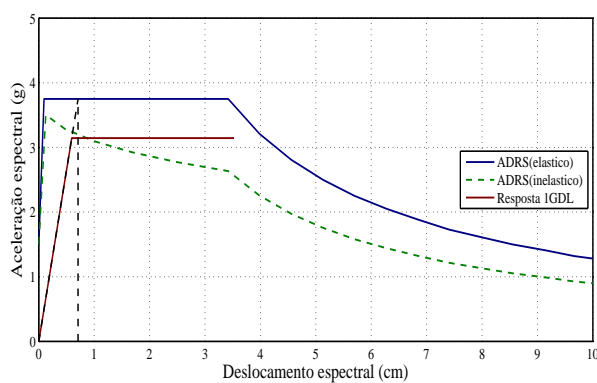
(a) Parede em U Shell.



(b) Parede em U Frame Auto.



(c) Parede em U M-Rot.



(d) Parede em U M-Curv.

Figura D.3: Resolução gráfica do método N2 aplicado à parede em U na direcção x.

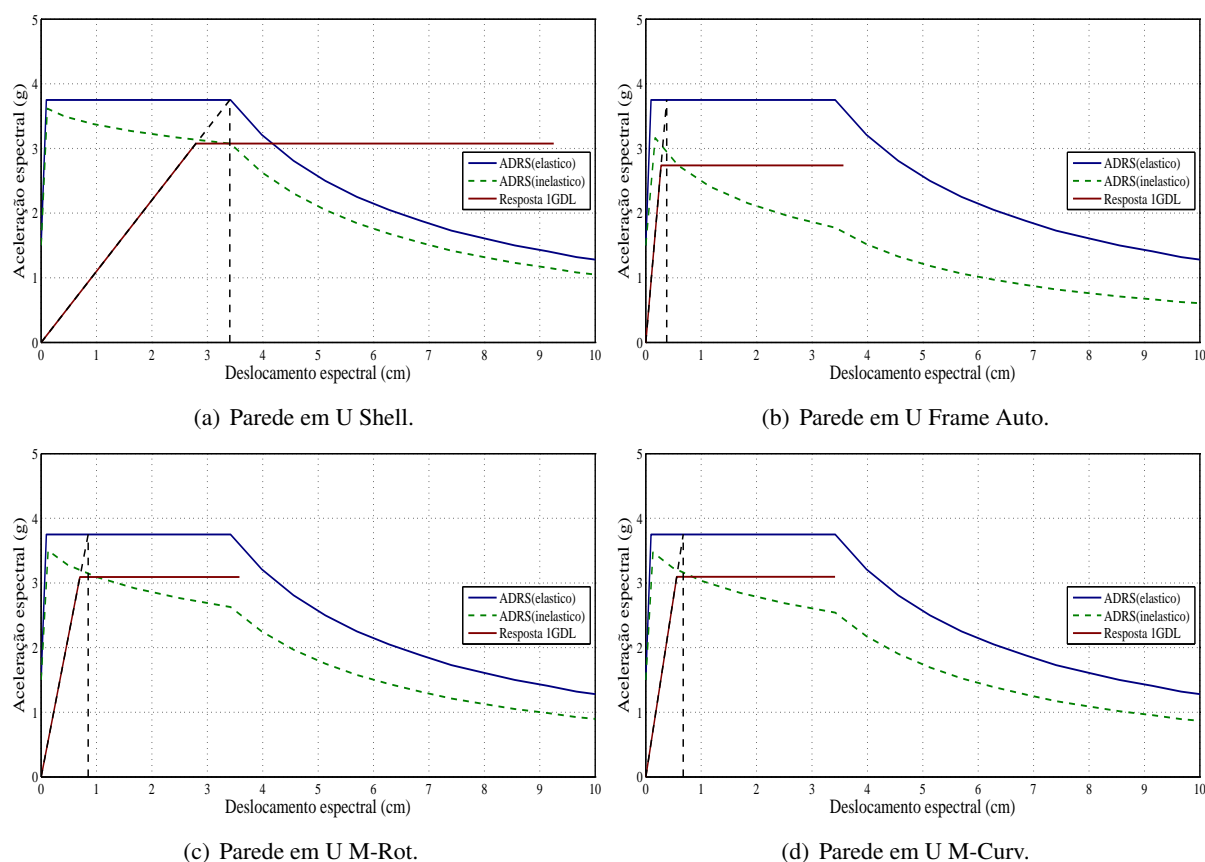
Direcção y

Figura D.4: Resolução gráfica do método N2 aplicado à parede em U na direcção y.

D.3.2 Resultados obtidos

De modo a comparar os resultados obtidos para as diferentes modelações, apresenta-se de seguida, em forma de tabela, alguns dos parâmetros obtidos através da aplicação do método.

Direcção x

Tabela D.3: Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo da parede em U direcção x.

Tipo de modelação	Γ	D_y^* [cm]	F_y^* [kN]	μ	d_t^* [cm]	D_t [cm]
Shell	1.34	1.75	733.1	1.16	2.05	2.75
Frame (Auto)	1.35	0.35	600.5	1.93	0.85	1.14
Frame (M-Rot)	1.35	0.71	674.3	1.39	1.08	1.46
Frame (M-Curv)	1.35	0.6	675.1	1.42	0.96	1.29

D.3.3 Direcção y

Tabela D.4: Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo da parede em U na direcção y.

Tipo de modelação	Γ	D_y^* [cm]	F_y^* [kN]	μ	d_t^* [cm]	D_t [cm]
Shell	1.34	2.8	685.1	1.22	3.41	4.56
Frame (Auto)	1.34	0.28	607.7	2.11	0.78	1.04
Frame (M-Rot)	1.34	0.7	686.1	1.43	1.11	1.48
Frame (M-Curv)	1.34	0.56	686.9	1.48	0.95	1.27

D.3.4 Discussão dos resultados

Como acontece nos exemplos anteriores, os elementos *Shell* sobrestimam o valor do deslocamento objectivo e subestimam o valor do factor de ductilidade.

É possível observar que o factor de transformação, na direcção x, dos elementos *Shell* não é igual ao das *Frame*. Este fenómeno pode ocorrer uma vez que os modos de vibração dos elementos *Shell* e *Frame* não são idênticos.

A parede em U apresenta um maior factor de ductilidade na direcção y que na direcção x em todos os modelos. Em relação aos deslocamentos objectivo, apenas nos elementos *Shell* é notável uma grande alteração deste consoante a direcção em estudo. Esta diferença pode-se fazer sentir devido aos efeitos de torção que são contabilizados nos elementos *Shell* e não nos elementos *Frame*, atribuindo assim maiores deformações às *Shell*.

Em todos os exemplos, tanto na direcção x como na y, o deslocamento objectivo calculado é menor que o deslocamento obtido através da análise *Pushover*.

D.4 Piso não simétrico

A parede rectangular tem uma secção transversal de 0.2×1 metro e tem 4 metros de altura. Para a aplicação do método N2 foram colocadas 3 massas de 100 toneladas, a cada metro de comprimento da parede. Uma vez que a parede apresenta uma rigidez muito elevada, quando comparada com a sua massa, as massas são colocadas de forma a fazer sentido efectuar uma análise de comportamento sísmico à mesma.

D.4.1 Resolução gráfica

De seguida serão apresentadas as resoluções gráficas referentes à aplicação do método N2, para as diferentes modelações utilizadas.

Direcção x

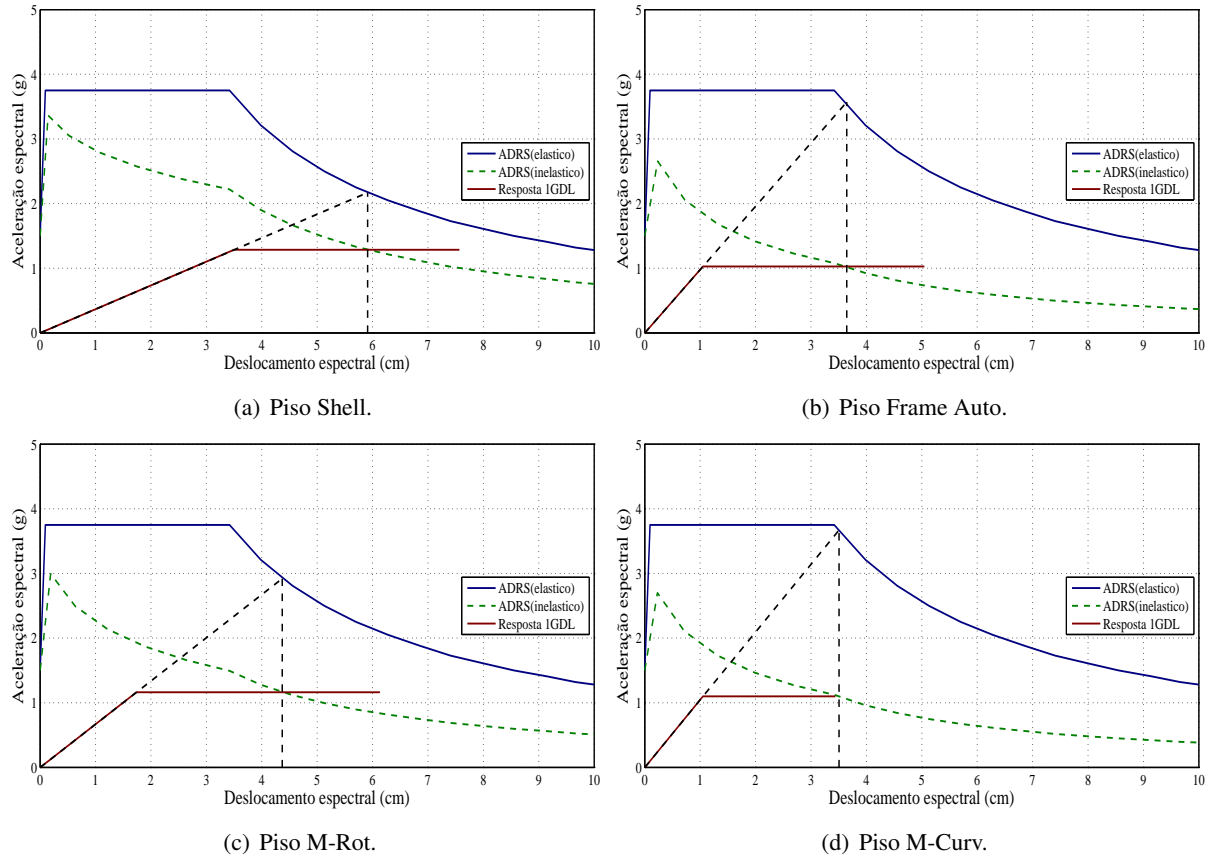


Figura D.5: Resolução gráfica do método N2 aplicado ao piso não simétrico na direcção x.

Direcção y

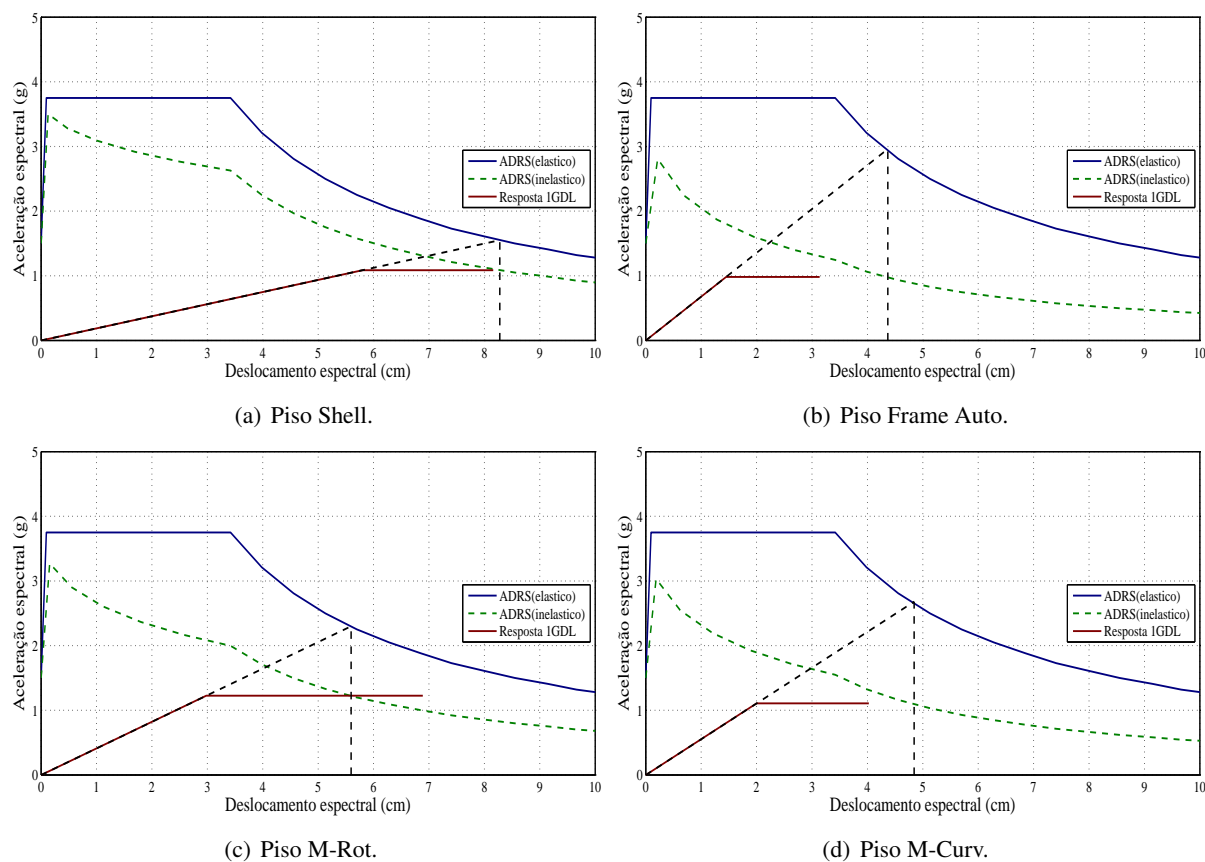


Figura D.6: Resolução gráfica do método N2 aplicado ao piso não simétrico na direcção y.

D.4.2 Resultados obtidos

De modo a comparar os resultados obtidos para as diferentes modelações, apresenta-se de seguida, em forma de tabela, alguns dos parâmetros obtidos através da aplicação do método.

Direcção x

Tabela D.5: Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo do piso não simétrico na direcção x.

Tipo de modelação	Γ	D_y^* [cm]	F_y^* [kN]	μ	d_t^* [cm]	D_t [cm]
Shell	1	3.5	642.5	1.69	5.91	5.91
Frame (Auto)	1	1.1	514	3.47	3.65	3.65
Frame (M-Rot)	1	1.74	581.2	2.51	4.37	4.37
Frame (M-Curv)	1	1.1	549.6	3.34	3.51	3.51

Direcção y

Tabela D.6: Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo do piso não simétrico na direcção y.

Tipo de modelação	Γ	D_y^* [cm]	F_y^* [kN]	μ	d_t^* [cm]	D_t [cm]
Shell	1	5.8	543	1.43	8.28	8.28
Frame (Auto)	1	1.45	491.1	3.01	4.37	4.37
Frame (M-Rot)	1	2.98	612.5	1.88	5.59	5.59
Frame (M-Curv)	1	2	553.4	2.42	4.84	4.84

Discussão dos resultados

Uma vez que a massa está concentrada ao nível do piso, o vector próprio em ambas as direcções tem apenas uma componente, que ao ser normalizada faz com que seja sempre igual a 1, desta forma o factor de transformação obtido é sempre igual a 1.

Mais uma vez o valor do deslocamento objectivo é sobrestimado nos elementos *Shell* e o factor de ductilidade nos elementos *Frame*.

Neste exemplo, para a direcção x, apenas o exemplo dos elementos *Frame* M-Curv apresentam um deslocamento obtido através da análise *Pushover* inferior ao deslocamento objectivo calculado. Na direcção y, apenas as *Frame* M-Rot apresentam um deslocamento objectivo menor que o deslocamento obtido na análise *Pushover*.

D.5 Edifício

Para o exemplo do edifício serão apenas apresentados os resultados referentes aos elementos *Shell* e aos elementos *Frame* com as rotulas do tipo Momento-Rotação. Isto deve-se ao facto de as *Frame* com rotulas do tipo Auto não conseguiram captar comportamento não linear nos elementos e as rotulas do tipo Momento-Curvatura apresentam resultados idênticos aos obtidos com as *Frame* Momento-Rotação.

D.5.1 Resolução gráfica

De seguida serão apresentadas as resoluções gráficas referentes à aplicação do método N2, para as diferentes modelações utilizadas.

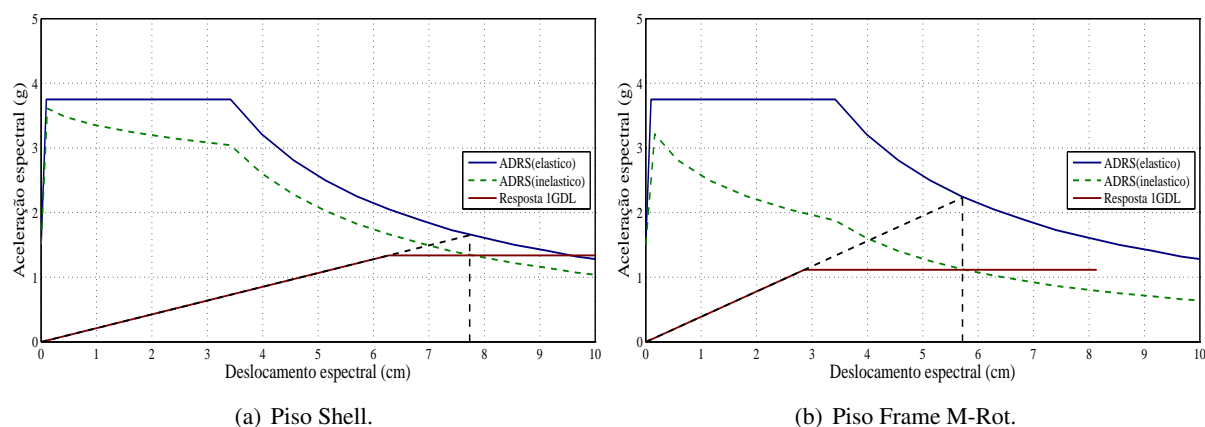
Direcção x

Figura D.7: Resolução gráfica do método N2 aplicado ao piso não simétrico na direcção x.

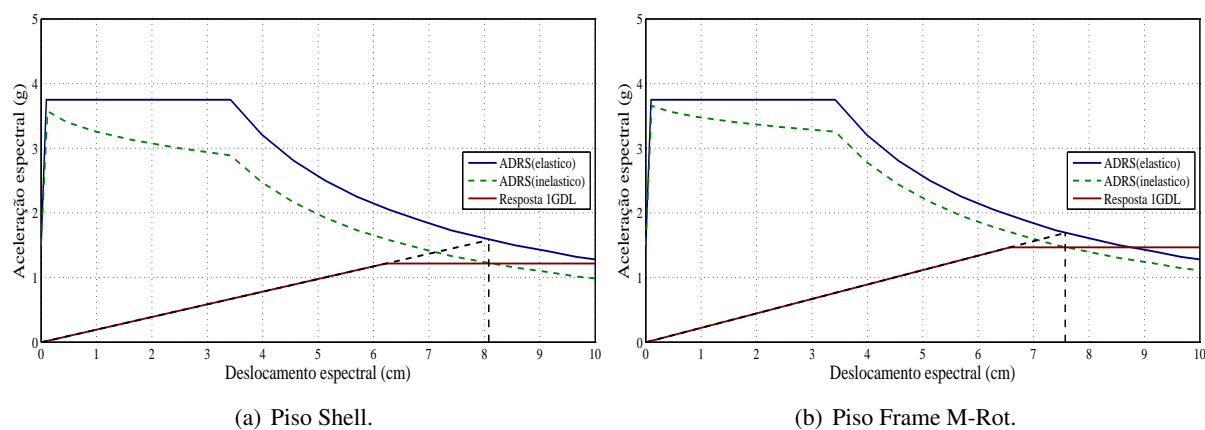
Direcção y

Figura D.8: Resolução gráfica do método N2 aplicado ao piso não simétrico na direcção y.

D.5.2 Resultados obtidos

De modo a comparar os resultados obtidos para as diferentes modelações, apresenta-se de seguida, em forma de tabela, alguns dos parâmetros obtidos através da aplicação do método.

Direcção x

Tabela D.7: Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo do edifício na direcção x.

Tipo de modelação	Γ	D_y^* [cm]	F_y^* [kN]	μ	d_t^* [cm]	D_t [cm]
Shell	1.31	6.3	1370.5	1.23	7.73	10.11
Frame (M-Rot)	1.31	2.87	1127.4	2	5.72	7.5

Direcção y

Tabela D.8: Resultados referentes ao método N2 aplicado ao exemplo do edifício na direcção y.

Tipo de modelação	Γ	D_y^* [cm]	F_y^* [kN]	μ	d_t^* [cm]	D_t [cm]
Shell	1.32	6.22	1223.8	1.3	8.08	10.65
Frame (M-Rot)	1.33	6.58	1416.7	1.15	7.57	10.08

Discussão dos resultados

No exemplo do edifício não foram adicionadas qualquer tipo de massas à estrutura, sendo o calculo efectuado apenas com o peso próprio da estrutura.

Os resultados são algo próximos para os elementos *Shell* e *Frame* utilizados, sendo apenas de notar que as *Shell* apresentam menor factor de ductilidade e um maior deslocamento objectivo.

Em todos os exemplos o deslocamento obtido através do *Pushover* é superior ao deslocamento objectivo calculado.